

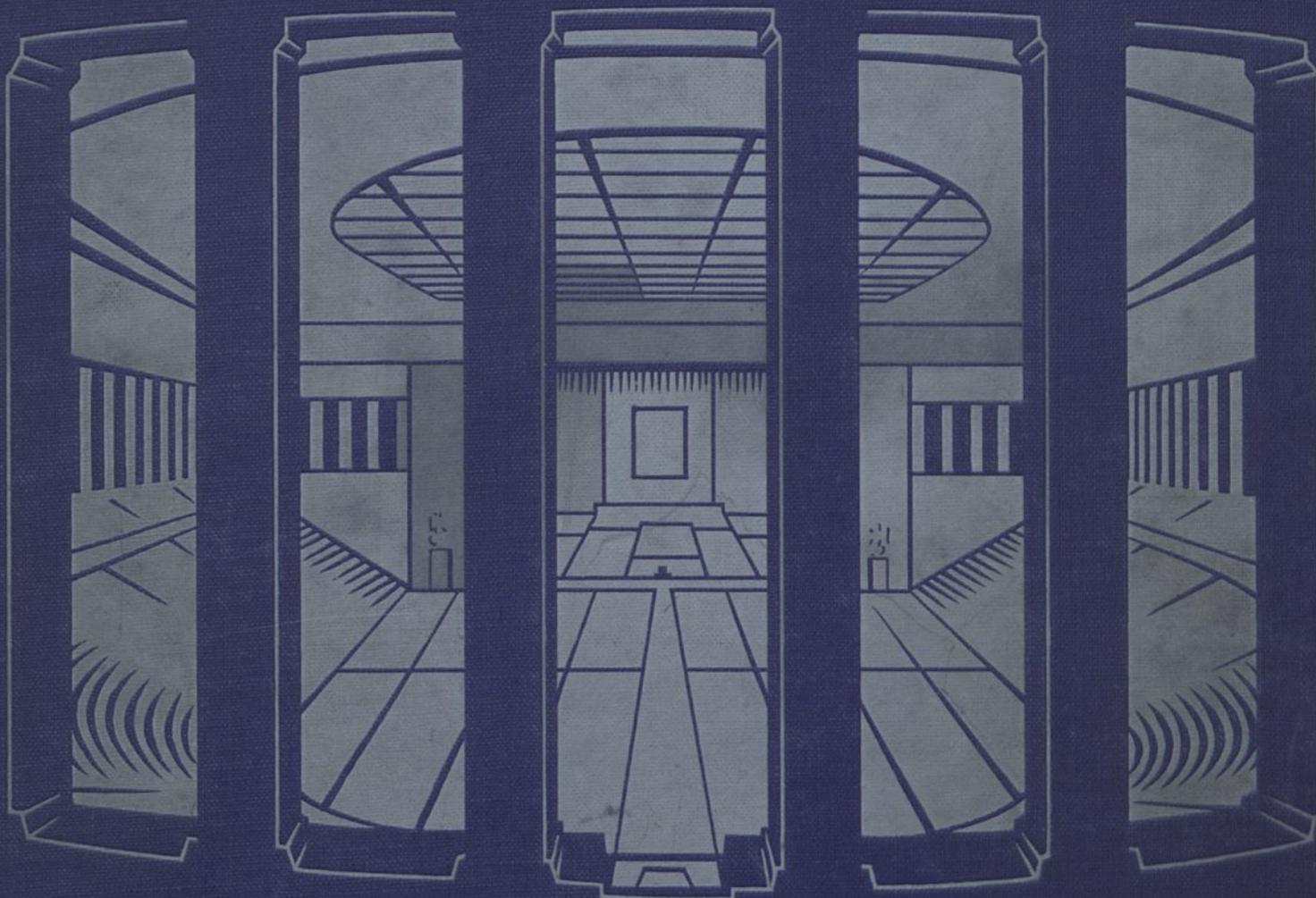
L  
2568

Biblioteka Główna i OINT  
Politechniki Wrocławskiej



100100247485

# NEUZEITLICHE



# STAHL HALLEN BAUTEN

L 2568 m

Archiwum







# Neuzeitliche Stahlhallenbauten



BERLIN 1938

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

Eine Sammlung von Aufsätzen  
aus der Zeitschrift „Der Stahlbau“, Beilage zur Zeitschrift „Die Bautechnik“.



353546 D/2

*In 21531.*

Alle Rechte,  
insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten.  
Nachdruck, auch auszugsweise, verboten. Printed in Germany.

1946 G 421

## Vorwort.

Ein mächtiger Aufschwung auf allen Gebieten geht durch die deutsche Wirtschaft. Die gewaltigen Ziele des Vierjahresplanes, der großzügige Aufbau der neuen Stätten nationalsozialistischen Gemeinschaftslebens stellen Aufgaben, die sich gerade auf dem Gebiete des Stahlbaues auswirken.

Hallenbauten der verschiedensten Art sind während der letzten Jahre in Deutschland erstanden, und es lag daher nahe, zur diesjährigen Wissenschaftlichen Tagung des Deutschen Stahlbau-Verbandes der Fachwelt eine Zusammenstellung neuerer Aufsätze über den Bau stählerner Hallen, versehen mit guten Abbildungen, in gebundener Form zu überreichen. Wir möchten mit dieser Veröffentlichung gleichzeitig die Anwendung der Stahlbauweise auf dem wichtigen Teilgebiet der Hallenbauten fördern und erleichtern.

Wir hoffen, daß mancher Ingenieur und Architekt das Erscheinen dieser Druckschrift begrüßt und sich ihrer gern bedient, wenn er sich über neuzeitliche Stahlhallen oder verwandte Bauten schnell einen Überblick schaffen will.

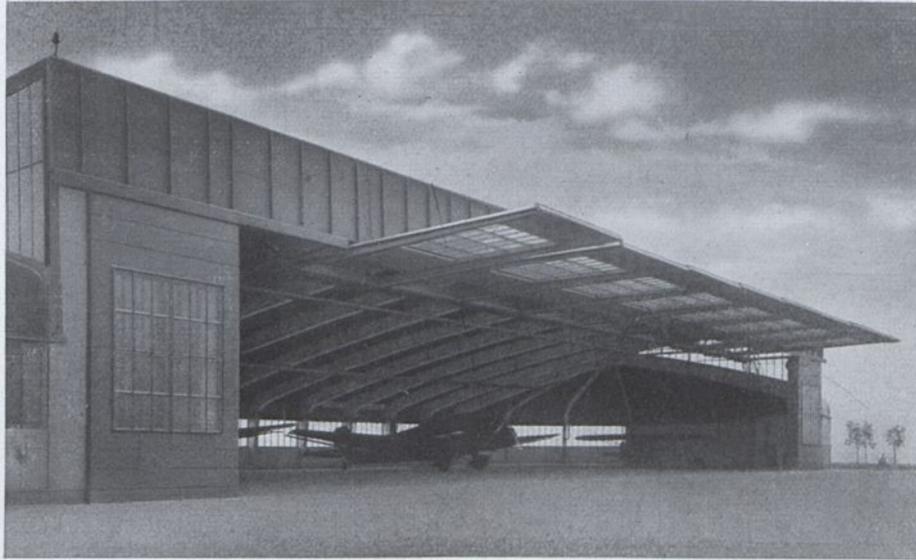
Den Herren Verfassern der Aufsätze und dem Verlag Wilh. Ernst & Sohn sei auch an dieser Stelle für ihre Mitarbeit bestens gedankt.

Berlin, Oktober 1938.

**Deutscher Stahlbau-Verband, Berlin.**

## Inhalt.

	Seite
Leichte weitgespannte Stahlhallen unter besonderer Berücksichtigung von Flugzeughallen . . . . .	1
Die Stahlkonstruktionen des Deutschen Hauses auf der Internationalen Ausstellung Paris 1937 . . . . .	1
Die Stahlkonstruktion der Deutschlandhalle in Berlin . . . . .	7
Die Stahlbauten der neuen Messehallen der Stadt Berlin an der Masurenallee	11
Großgarage der NSDAP in München . . . . .	17
Haus der Deutschen Erziehung in Bayreuth . . . . .	19
Die Stahlkonstruktionen der Lastwagenfabrik Brandenburg der Adam Opel A.-G.	21
Die Erneuerung des Hochbahnhofes Möckernbrücke in Berlin . . . . .	27
Haus der deutschen Kunst, München . . . . .	33
Beitrag über die Stahlkonstruktionen der Wettbewerbsentwürfe um die Kongreßhalle in Hamburg . . . . .	35
Der Straßenbahnhof 16 der Berliner Verkehrs-Gesellschaft in Charlottenburg .	44
Neubauten für die Technische Messe in der Reichsmessestadt Leipzig . . .	49
Autobus-Garage zu Moustapha-Pasha, Ägypten . . . . .	53
Deutsches Museum München. Hallenneubau für das Kraftfahrwesen . . . .	55
Die Flugsteighalle für den Neubau des Flughafens Tempelhof . . . . .	57
Die Stahlbauten für den Omnibushof Zehlendorf der Berliner Verkehrsbetriebe	63
Die Stahlbauten für den Omnibushof Zehlendorf der Berliner Verkehrsbetriebe (Nachtrag) . . . . .	71
Neubau der Großgarage des Hilfszuges Bayern . . . . .	73
Einige Beispiele neuerer Werkstattbauten . . . . .	79
Einige Hallenbauten in Stahl . . . . .	83
Allgemeine Gesichtspunkte für den Entwurf von Ausstellungs- und Kongreßhallen . . . . .	89



## Leichte weitgespannte Stahlhallen unter besonderer Berücksichtigung von Flugzeughallen.\*)

Von Dr.-Ing. habil. A. Mehmel, Oberregierungsbaurat im Reichsluftfahrtministerium.

Der Bau von Hallen, insbesondere weitgespannten Hallen, ist ein Aufgabengebiet des konstruktiven Ingenieurs, das in seinen Konstruktionsformen mancherlei Ähnlichkeit mit dem Brückenbau aufweist. Sind es doch grundsätzlich gleiche Lasten — Eigenlasten, Schnee, Wind, Menschenlasten, rollende Lasten (hier Fahrzeuge, dort Hebezeuge wie Krane und Laufkatzen) —, die von der Tragkonstruktion bewältigt werden müssen. Der Unterschied liegt neben der verschiedenen Zweckbestimmung von Halle und Brücke in der verschiedenen Bedeutung der eben genannten Belastungsanteile. Für die Brücken kleiner und mittlerer Spannweiten, d. h. für die überwiegende Zahl aller deutschen Brücken, gibt die Nutzlast der Konstruktion das Gepräge; Eigenlast sowie Schnee und Wind treten an Bedeutung zurück. Für die meisten Hallen ist jedoch das Eigengewicht die bedeutsamste Belastung. Wind, Schnee und die Nutzlasten sind von wesentlich geringerem Einfluß. Aus dieser Überlegung ergibt sich die wichtige Tatsache, daß die maßgebende Belastungsart auf die Brücke stets nur vorübergehend und auch da nur selten in der ganzen Ungunst der rechnermäßigen Annahme, auf die Halle dagegen dauernd im vollen rechnermäßigen Umfang einwirkt, so daß die aus der Differenz zwischen Lastannahme und Lastwirkung entstehende Reserve, d. h. die wirkliche, nicht die rechnerische Sicherheit, bei der Halle zweifellos geringer als bei der Brücke ist. Eine weitere Folge hiervon ist auch die Tatsache, daß die Stabilitätsprobleme — Knicken und Beulen — bei den Hallen eine größere Bedeutung haben, was nicht immer genügend beachtet wird. Dagegen ist die Art der Beanspruchung der Hallenkonstruktion wieder günstiger, da Lastwiederholungen wesentlich seltener auftreten, mit Vorzeichenänderungen, man kann sagen, gar nicht verbunden sind und einen sehr viel kleineren Schwellbereich haben, kurz, die Dauerfestigkeit der Werkstoffe keine nennenswerte Rolle spielt. Insgesamt ist wohl die Belastung einer Halle nicht günstiger und konstruktiv leichter zu bewältigen als die einer Brücke, wobei man noch bedenken sollte, daß die einheitliche Zweckbestimmung der Brücken es gestattet, weitgehende Normen für den Entwurf aufzustellen, während die Vielgestaltigkeit der Hallenbauten dies nur in geringem Umfang zuläßt. Meines Erachtens verdient der Hallenbau innerhalb des konstruktiven Ingenieurbaues die gleiche pflegliche Behandlung wie der Brückenbau. Ich habe den Eindruck, als ob diese Auffassung noch nicht so weit Allgemeingut der beteiligten Fachkreise ist, wie dies in Hinsicht auf die Größe und Bedeutung der Aufgaben auf dem Gebiete des Hallenbaues technisch erforderlich ist und besonders bei der heutigen Rohstofflage erwünscht wäre.

Die im Dienstbereich der Luftwaffe zur Verwendung gelangenden Flugzeughallen stellen durch ihre Eigenart dem konstruktiven Ingenieur besonders reizvolle Aufgaben. Im einzelnen darf ich hierbei auf frühere Ausführungen verweisen<sup>1)</sup>, und ich begnüge mich deshalb hier, nur zwei

Punkte noch einmal zusammenfassend herauszugreifen, die für die folgenden Darlegungen von Wichtigkeit sind.

Einmal handelt es sich vielfach bei den Flugzeughallen um großräumige Hallen. Es sind Spannweiten zu überwinden von 70, 80 m und mehr, also Spannweiten, wie sie im Hallenbau sonst nur selten vorkommen.

Als weiterer Gesichtspunkt ist die Forderung nach einer gewissen Unempfindlichkeit in luftschutznischer Hinsicht, sowohl in der Gesamtkonstruktion als auch hinsichtlich des Widerstandes der Dachdecke gegen Durchstanzwerden infolge von Splintern, Brandbomben u. dgl. zu nennen.

Im Verfolg dieser beiden eben genannten Gesichtspunkte sowie weiterer Überlegungen, die ich an dieser Stelle nicht noch einmal wiederholen will, wurde für den Dienstbereich des Reichsluftfahrtministeriums folgende Gesamtanordnung entwickelt:

Hauptträger parallel zur Torebene unter bevorzugter Anwendung der vollwandigen Rahmen, Querträger biegefest mit den Hauptträgern zu einem Rost verbunden, Spannweiten bis zu 70, 75 m, Dachdecke bestehend aus einer Stein- oder Bimsbetondecke mit einer 3 cm dicken Zerschellschicht aus Hartbeton mit einem Gewicht von etwa 130 kg/m<sup>2</sup>.

Diese Bauweise hatte den Nachteil, daß die Stahlgewichte mit 150 bis 160 kg/m<sup>2</sup> recht erheblich waren. Das lag einmal an der konstruktiven Gesamtanordnung, sodann an der Dachdecke, die mit 130 kg/m<sup>2</sup> als recht schwer zu bezeichnen ist. Es wurde deshalb nach einer Decke gesucht, die den gleichen Ansprüchen genügte, dabei jedoch an Gewicht sparte. Ein 3 bis 4 mm dickes Blech hat mindestens den gleichen, wenn nicht einen höheren Widerstand gegen Durchstanzwerden wie eine 10 cm hohe Steineisendecke mit 3 cm dicker Zerschellschicht aus Hartbeton; dabei weist die Blechdecke grundsätzlich den Vorteil auf, daß Trümmerwirkungen weitgehend wegfallen. Es zeigte sich, daß die Verwendung von etwa 4 mm dicken Stahlblechen als Dachplatte bei den großen Spannweiten das Konstruktionsgewicht so sehr verminderte, daß ihre Ausführung gegenüber der Steindecke bereits wirtschaftliche Vorteile aufwies. Ähnliche Überlegungen sind bekanntlich im Brückenbau mit den sogenannten Leichtfahrbahnen angestellt.

Im folgenden seien zunächst zwei ältere (d. h. etwa 2 und 3 Jahre alte Hallenkonstruktionen) kurz beschrieben, bei denen die Dachdecke aus Stahlblech besteht.

Bild 1 zeigt eine genietete Rahmenhalle (Entwurf Seibert, Saarbrücken) mit einer Spannweite von 74,5 m. In gewissen Abständen sind im Hallenquerschnitt je zwei Querrahmen zwischen den Bindern angeordnet, um, namentlich im Bereich der negativen Momente, die Druckgurte der vier Binder zu halten. Die Halle hat eine Leichtdecke aus rd. 4,5 mm dickem Stahlblech, aus Breitflachstahl bestehend, das wellblechartig geformt und rd. 20 cm hoch ist. Die Breitflachstähle werden auf der Abkantmaschine gepreßt, zu Tafeln von rund 1,30 m Breite und rund 9 m Länge in der Werkstatt geschweißt und auf der Baustelle zur Dachdecke verschraubt

\*) Nach einem am 21. X. 1937 in Berlin gehaltenen Vortrage im Rahmen des von der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen veranstalteten II. Lehrganges über Baustofffragen im Vierjahresplan.

<sup>1)</sup> Mehmel, Ztrbl. d. Bauw. 1937, S. 211.

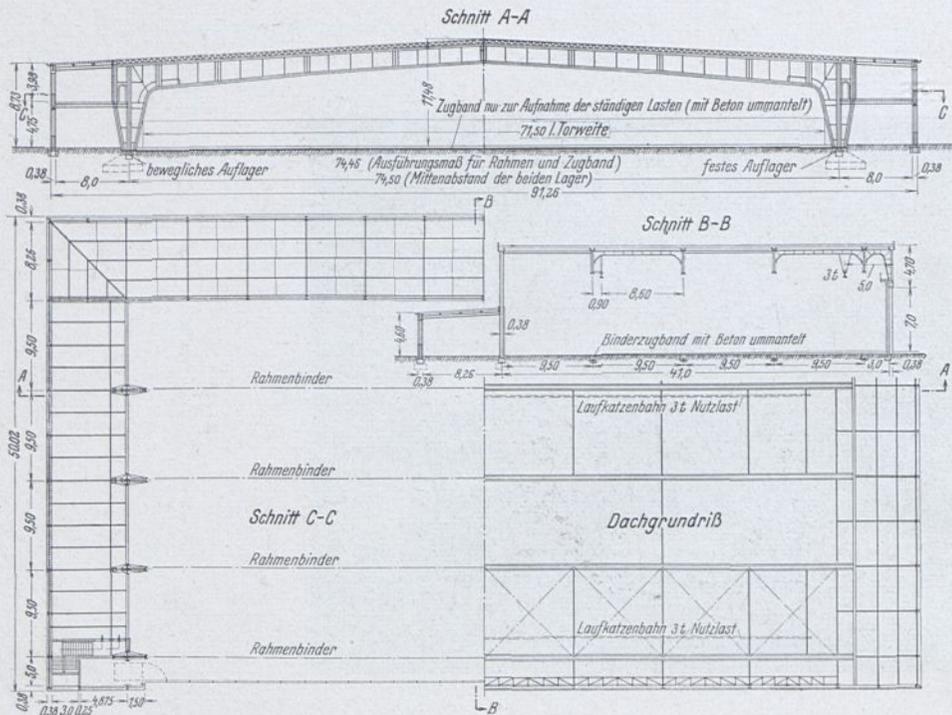


Bild 1.

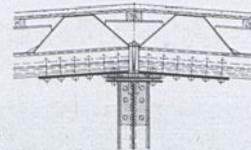


Bild 2 u. 3 zeigt eine Halle (Entwurf M. A. N., Mainz-Gustavsburg), bei der gebördelte Bleche zur Verwendung gelangt sind, wie sie auch im Großbehälterbau vorkommen. Die Bleche sind in

60 cm breiten Streifen senkrecht zu den Bindern miteinander vernietet und fassen unter den Gurt der Binder, mit dem sie ebenfalls vernietet sind. Die Binder werden als Balken auf zwei Stützen mit beweglichem unteren Auflager aufgestellt, so daß aus ständiger Last keine waagerechten Schübe entstehen und insonderheit der vordere Blechträger in der Torweite, mit Ausnahme durch Windkräfte, nicht um seine kleine Achse beansprucht wird. Nachdem das Dach ganz vernietet ist, wird das untere bewegliche Lager festgemacht. Für die zufälligen Lasten aus Schnee und Wind wirken nunmehr die Binder nicht mehr als Balken, sondern als Bogen, die ihren Schub über die als großer Balken wirkende Dachscheibe auf zwei Rahmen in die beiden kleinen Rechteckseiten übertragen. Die Halle ist außerordentlich steif, da der aus der Dachplatte gebildete Balken ein Schlankheitsverhältnis (Höhe zu Spannweite) von weniger als 1 : 2 hat.

Die Blechdachhaut hat also, wie man sieht, sogar gewisse Funktionen eines Hauptträgers mit übernommen. Trotzdem ist diese Halle wirtschaftlich der eben ge-

zeigten Rahmenhalle nicht überlegen, weil eine Ausnutzung der Bleche bei dem stark gedungenen Träger mit dem Verhältnis 1 : 2 gar nicht möglich ist, zumal die von der Dachhaut als Hauptträger übernommenen Schnee- und Windlasten einen zu geringen Anteil von der Gesamtbelastung ausmachen.

Der Gedanke, dem Dachblech die Funktionen der Hauptträger ganz zuzuweisen, liegt nun nahe und ist an sich auch gar nicht neu. Die schon lange bekannten Wellblechbogendächer mit Zugband gehen von der gleichen konstruktiven Idee aus. Die Aufgabe bestand nun darin, das Wellblechdach für große Spannweiten konstruktiv durchzubilden oder, anders ausgedrückt, das Wellblechdach in die Ebene des Ingenieurbauwesens zu heben und aus einer Baracke eine Halle zu machen.

Der Grund, warum die konstruktive Idee, der Dachhaut die Funktionen des Hauptträgers zuzuweisen, unter bestimmten Voraussetzungen, auf die ich noch zu sprechen kommen werde, zu geringeren Stahlgewichten führen muß als die üblichen Konstruktionen mit anderen, aber gleich schweren Dachdecken, ist sehr einfach und einleuchtend und liegt darin, daß die Dachhaut für das Hallentragsystem eben keine Belastung darstellt, sondern selbst trägt, gewissermaßen der in die Breite gezogene Obergurt des Binders ist. Die Vorteile in luftschutzes technischer Hinsicht (größere Widerstandsfähigkeit gegen Durchstanzen, größere Steifigkeit des ganzen Daches) sind besonders beachtlich. Die Gewichtserparnis ist, wohl gemerkt, nicht gleichbedeutend mit Kostenersparnis, da der

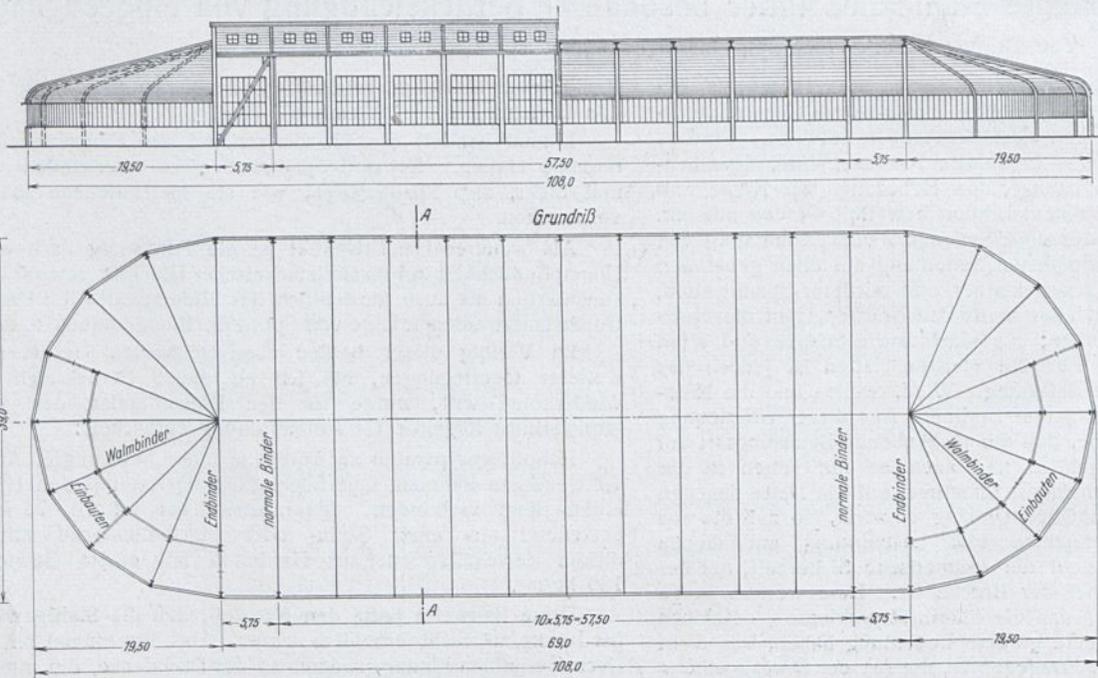


Bild 2.

und geschweißt. Eine Wärmedämmung ist bei der vorzüglichen Leitfähigkeit des Stahls unbedingt erforderlich, da Schwitzwasser im Hinblick auf die Wartung der Motoren mit Sicherheit vermieden werden muß. Der Wärmeschutz erfolgt oben durch eine kräftig dämmende Platte; darauf wird zweimal geklebt. Um ein Durchtreten des Daches zu verhindern, wird die nach oben geöffnete Welle durch einen Holzrost, dessen Oberkante bündig mit der nach oben geschlossenen Welle abschließt, abgedeckt. Die Blechdecke überspannt die Binderentfernung ohne Pfetten und verfügt über erhebliche Spannungsreserven.

Die Blechplatte übernimmt also nicht nur die Funktionen der Platte, sondern auch noch die des nächstgeordneten Gliedes, des Sparrens bzw. der Pfette.

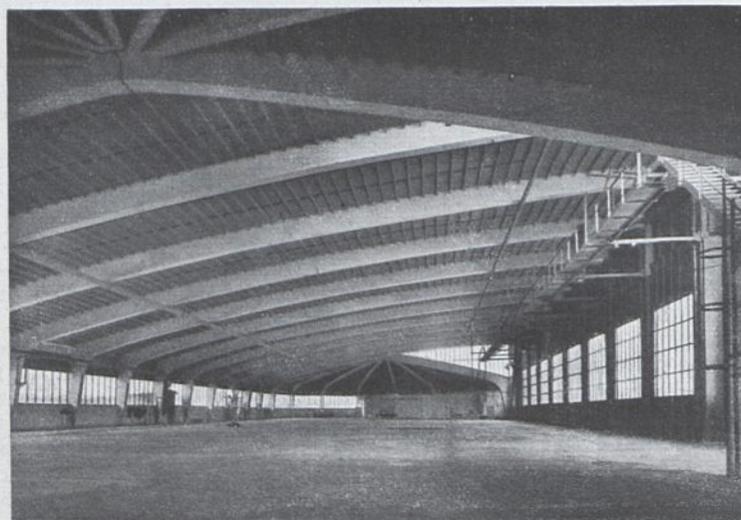


Bild 3.

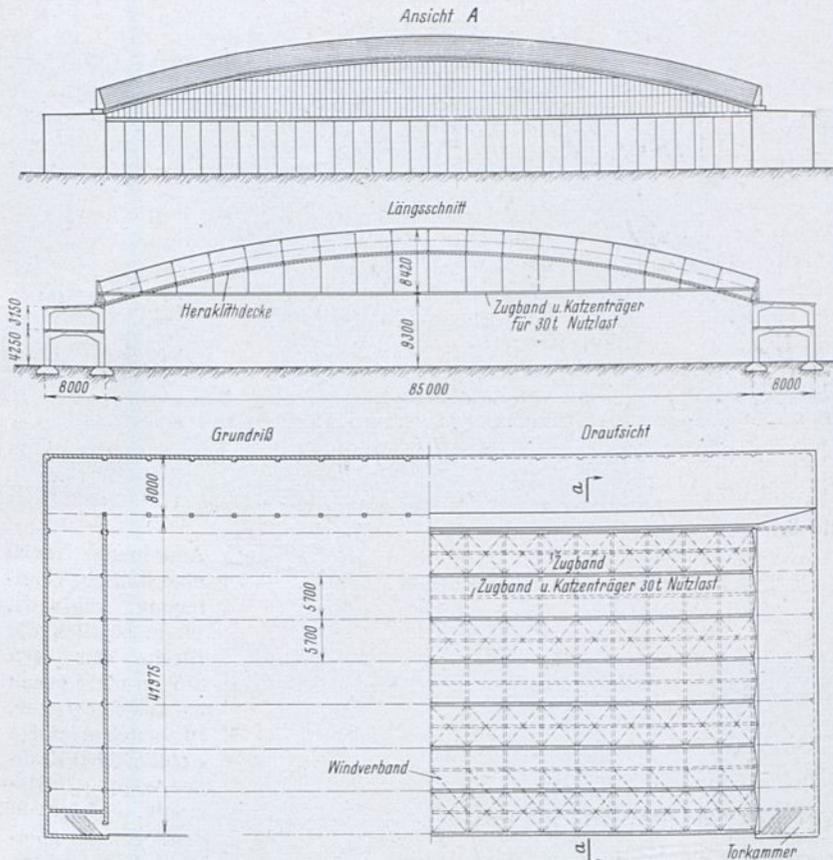
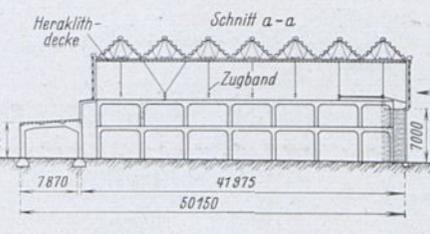


Bild 4.



Ingenieur nur ungern aus. — Auch aus praktischen Überlegungen sollte die Blechdicke nicht zu gering bemessen sein, da eine gewisse Robustheit gegen korrodierende und mechanische Beanspruchung von einem Bauwerk stets zu verlangen

ist; ich möchte sagen, der Stahlbauer soll kein Klempner werden. Unter gewisse Blechdicken sollte man also bei diesen raumabschließenden Tragwerken — man kann sie auch Ingenieur-Wellblechbauten nennen — nicht gehen. Aus diesen beiden Forderungen — Ausnutzung des Materials und nicht zu geringe Blechdicke — ergibt sich, daß diese Konstruktionen erst bei größeren Spannweiten mit Vorteil verwendet werden können. Als untere Grenze nenne ich etwa 60 m bei 3 mm Blechdicke. Entschließt man sich zu geringeren Blechdicken, so liegt diese Grenze entsprechend tiefer.

Es wurden zwei Formen dieser Tragwerke entwickelt, die sich in den Methoden unterscheiden, die Stabilität des Blechdaches, die, wie bemerkt, das eigentliche Problem darstellt, zu sichern. Die eine Form ist der sogenannte Doppelwellbogen, der nach Vorschlägen von Hünnebeck von den Firmen Dörnen, Seibert und Dortmunder Union jeweils in besonderer Konstruktion durchgebildet worden ist. Bild 4 zeigt in Grundriß und Schnitten die Halle Seibert. Das Tragwerk besteht aus sieben Wellblechgewölben, deren Querschnitt jeweils aus einem unten offenen Dreieck mit einer Basis von 5,70 m und einer Höhe von 2,85 m gebildet ist (Bild 5). Der Schub jedes Gewölbes wird durch ein Zugband übernommen, das aus einem I P 26 aus St 52 besteht und im Schwerpunkt des Endquerschnitts angreift (Bild 6 u. 7). Die Einleitung des Gewölbeschubes aus dem Bogenquerschnitt in das Zugband ge-

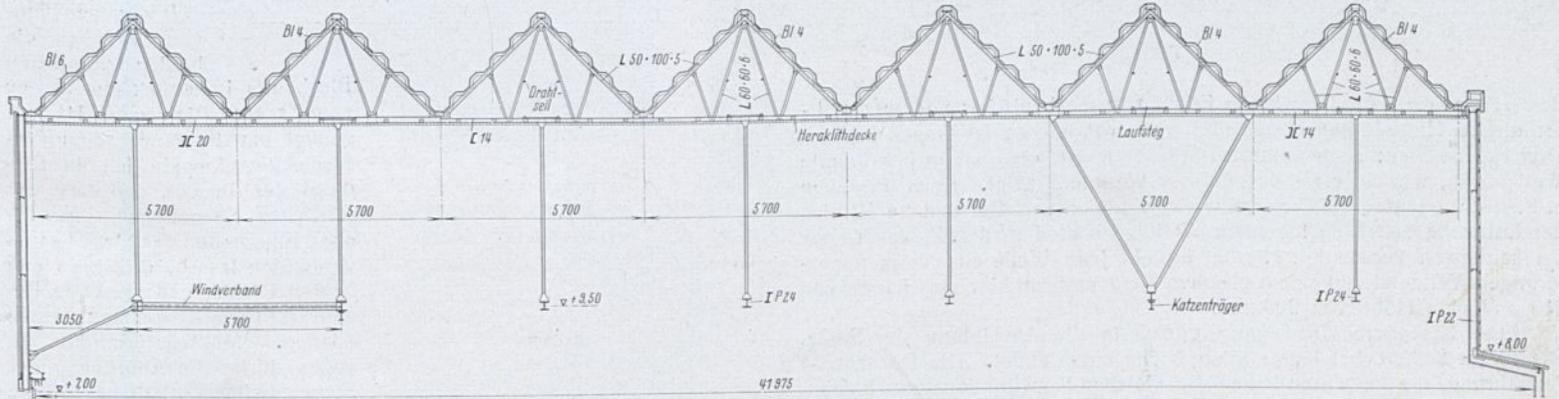
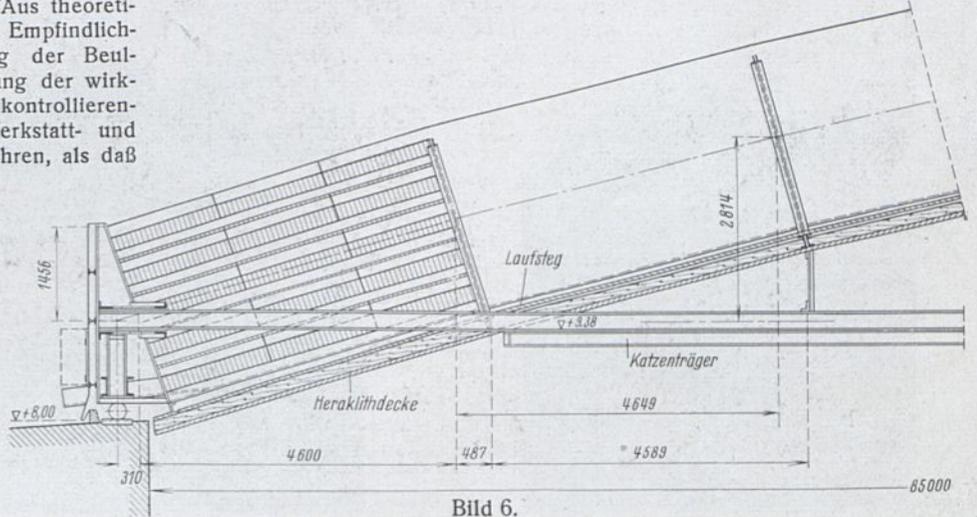
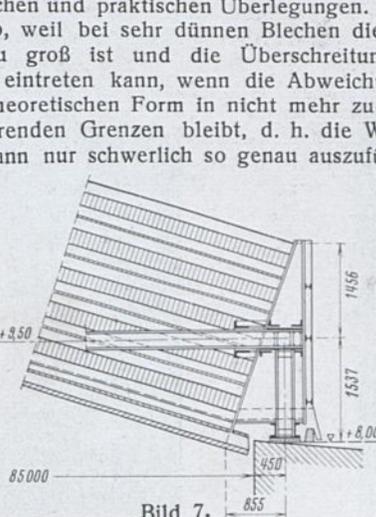


Bild 5.

Preis für die Gewichtseinheit der Konstruktion höher ist als der einer normalen Konstruktion. Ich sagte soeben, daß das selbsttragende Blechdach ein in die Breite gezogener Obergurt ist. Daraus folgt, daß die Blechdicke, wenn ich die Spannungen ausnutzen will, gering werden muß. Damit tritt aber für große Spannweiten das maßgebende Problem dieser Konstruktionen, das Stabilitätsproblem, in Erscheinung. Ich bin der Auffassung, daß man mit der Blechdicke nicht zu weit heruntergehen sollte, und zwar aus theoretischen und praktischen Überlegungen. Aus theoretischen Gründen deshalb, weil bei sehr dünnen Blechen die Empfindlichkeit gegen Beulen zu groß ist und die Überschreitung der Beulspannung schon dann eintreten kann, wenn die Abweichung der wirklichen Form von der theoretischen Form in nicht mehr zu kontrollierenden bzw. zu garantierenden Grenzen bleibt, d. h. die Werkstatt- und Montagearbeit sind dann nur schwerlich so genau auszuführen, als daß nicht die Gefahr bestände, in den Bereich der Beulspannungen zu geraten. Damit braucht wohl die Tragfähigkeit nicht erschöpft zu sein. Über die dann vorhandene Sicherheit jedoch vermag theoretisch nichts ausgesagt zu werden, und einem derartigen Zustand setzt sich der

schiebt durch eine biegeufeste Ankerplattenkonstruktion. Die Sicherheit gegen Knicken des Bogens ist ohne Schwierigkeiten zu erlangen, da die Knicklänge ja durch den Abstand der Hängestangen gegeben ist und beliebig klein gemacht werden kann. Voraussetzung ist allerdings, daß die Form erhalten bleibt, was hier durch den Einbau von Fachwerk-schotten in 4,80 m Abstand geschieht. Einzelheiten zeigt Bild 8. Die Sicherheit gegen Beulen ergibt sich durch zweckmäßige Bestimmung



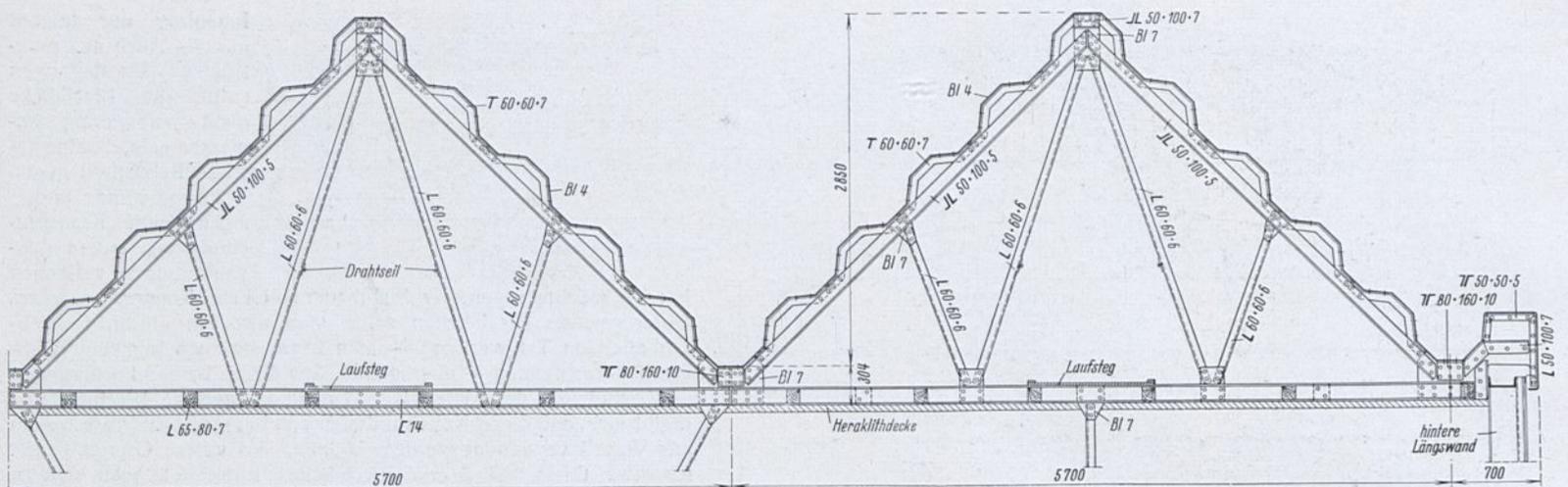


Bild 8.

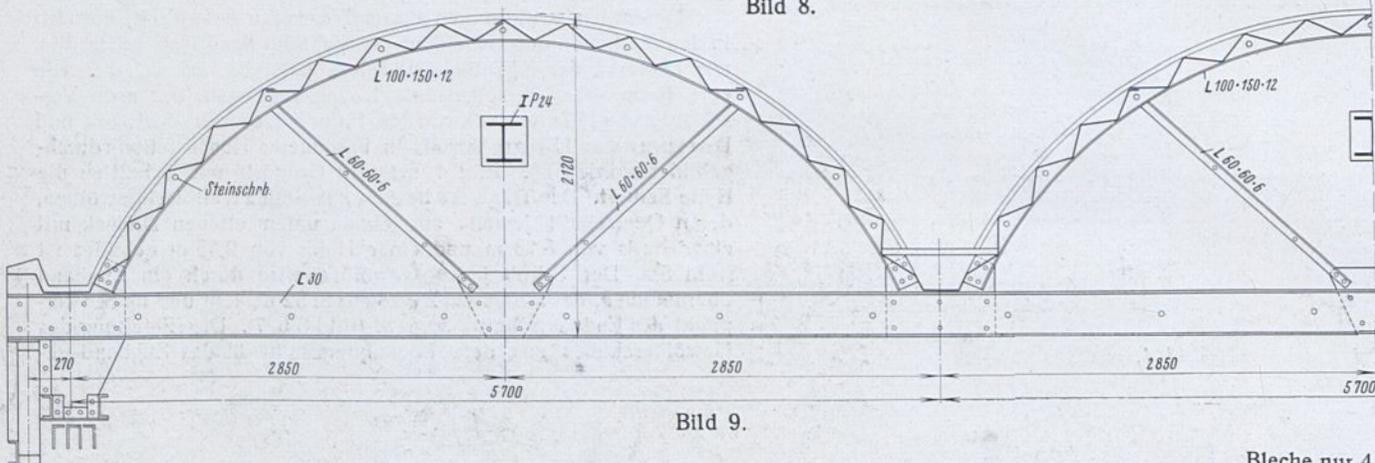


Bild 9.

der Wellenform. Als brauchbare Formen in mechanischer und werkstatt-technischer Hinsicht haben sich nach vielem Probieren das Trapez und das Dreieck erwiesen; noch erheblich günstiger ist eine stetig gekrümmte Wellenform, wie sie etwa das übliche Wellblech zeigt. Doch bestehen z. Z. noch gewisse fabrikatorische Schwierigkeiten. Bei den im Bereich der Luftwaffe erstellten Ingenieur-Wellblechbauten wird z. Z. das Trapez am häufigsten verwendet. Hierbei besteht jede Welle aus einem trapezförmigen Wellental und einem gleichen Berg und hat hier eine Länge von 810 und eine Höhe von 200 mm.

Eine besondere Überlegung erforderte die Ausbildung der Stöße. Die Firma Seibert hat lauter Stumpfstoße angewendet. Die Dörnensche Ausführung, die im wesentlichen die gleichen Konstruktionsformen zeigt, nur daß die Welle ein Dreieck und der Bogenquerschnitt ein Kreis ist (Bild 9), vermeidet die Stumpfstoße in der Richtung quer zur Gewölbeachse und legt zwischen die Blechschüsse einen 6 mm dicken Steg, mit dem die beiden Bleche durch Kehlnähte verbunden werden. Hierdurch soll zunächst einmal die Ausführung der Stöße von Ungenauigkeiten in der Herstellung der Bleche unabhängig gemacht werden. Weiter liegt dieser

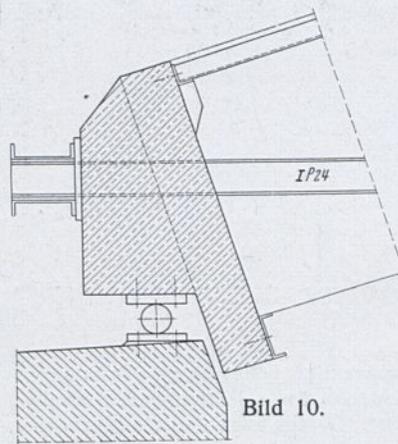


Bild 10.

Anordnung noch eine statische Überlegung zugrunde. Wenn nämlich die Bleche an den Stößen nicht genau aufeinander passen, so entstehen infolge exzentrischer Kraftübertragung Momente, die hier von den Stegen übernommen werden sollen. Man muß sich vergegenwärtigen, daß, da die beiden gestoßenen

Bleche nur 4 mm dick sind, bereits eine Exzentrizität von nur  $1\frac{1}{3}$  mm genügt, um die Randspannung im Blech zu verdoppeln. Ich bin allerdings der Ansicht, daß diese zusätzlichen Spannungen, die sich ohne Einschalten des Steges kaum vermeiden lassen, örtlich so eng begrenzt sind, daß sie ohne Bedenken in Kauf genommen werden können. Montagetechnisch dagegen dürfte die Anordnung der Stege gewisse Vorteile haben. Die Übertragung des Gewölbeschubes aus den Bogen in die Zugbänder geschieht hier durch eine Eisenbetonkonstruktion (Bild 10).

In diesem Zusammenhang komme ich auf eine wichtige Frage,

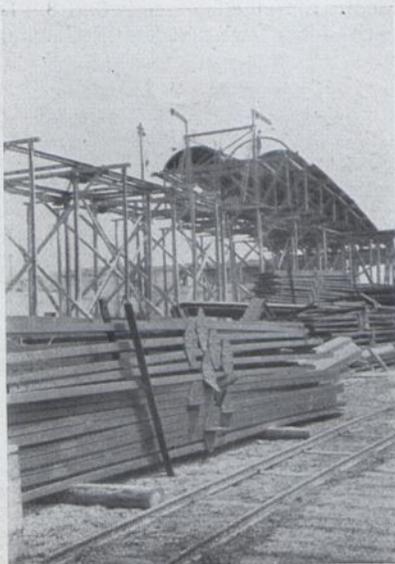


Bild 11.

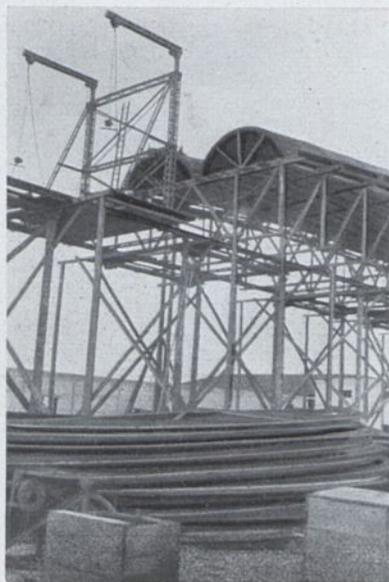


Bild 12.



Bild 13.

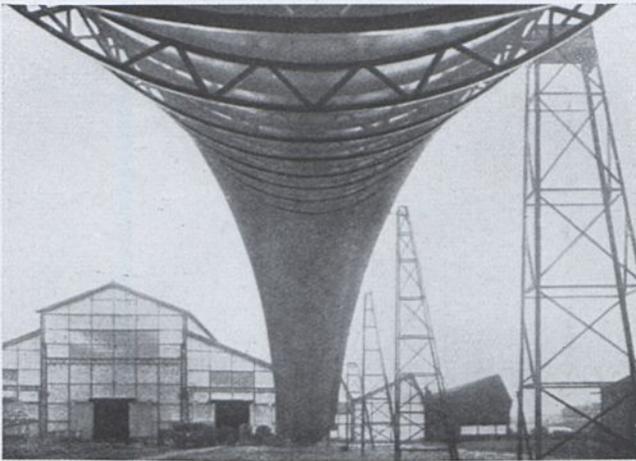


Bild 14.

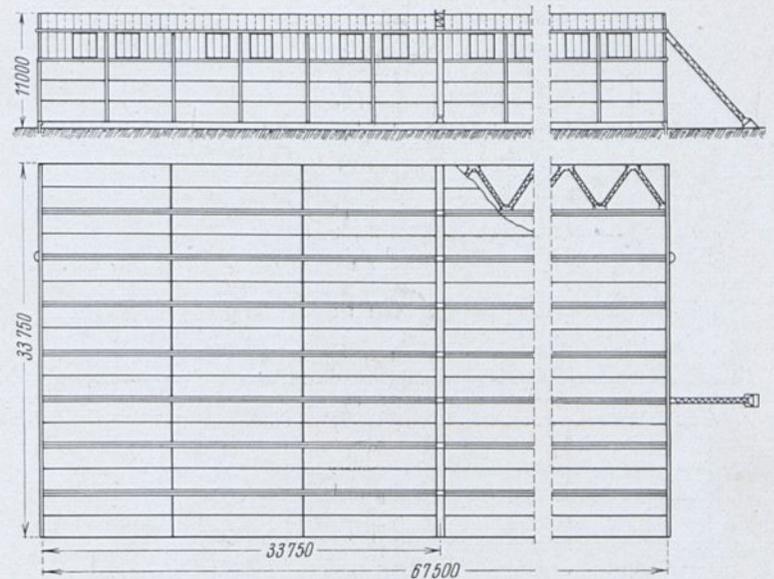


Bild 16.

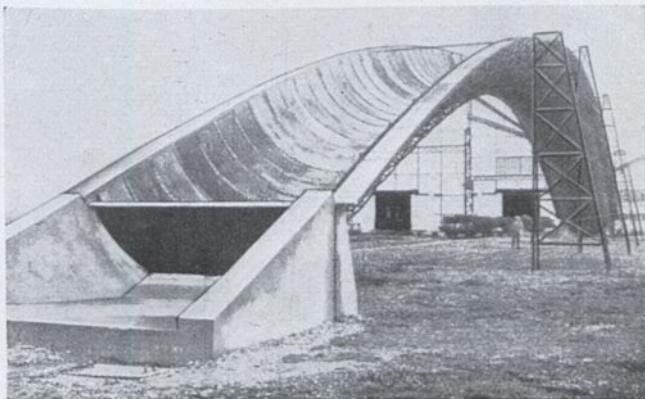


Bild 15.

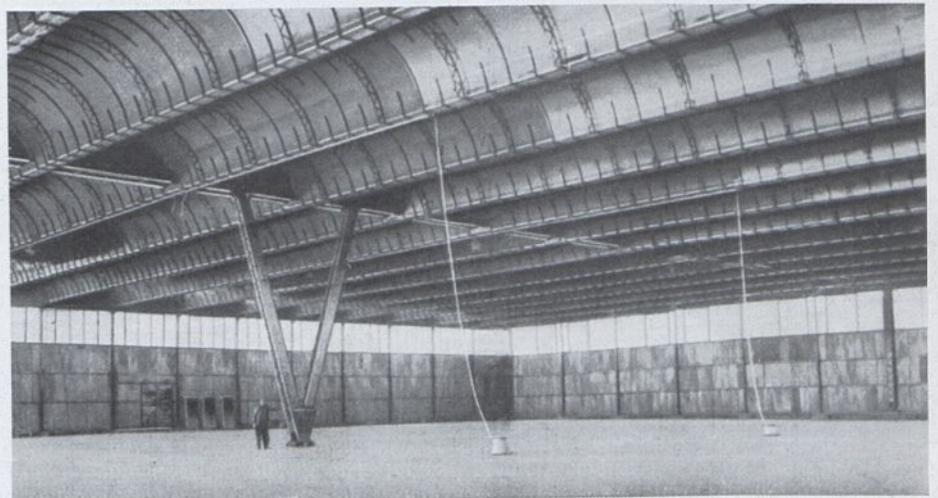


Bild 17.

nämlich die der Unterhaltung. Eine Korrosion der Bleche muß unbedingt vermieden werden. Damit zusammen ist die Frage der Wärmeisolierung zu behandeln, ohne die man hier nicht auskommt, da sonst bei der hohen Wärmeleitfähigkeit der Dachbleche Schwitzwasser nicht zu vermeiden wäre. Die Halle Seibert ist dicht geschweißt und hat auf der ganzen Oberfläche gute Abflußmöglichkeiten für das Regenwasser. Von einer besonderen Abdeckung ist daher abgesehen. Der Gewölbeline folgend, wird im Halleninneren eine begehbare Holzdecke eingebaut. Der abgesperrte Luftraum steht mit der äußeren atmosphärischen Luft in Verbindung, so daß das Dachblech innen und außen die gleiche Temperatur hat und Schwitzwasser vermieden wird. Das Dachblech ist von allen Seiten zugänglich und kann gut unterhalten werden. Der Rostschutz soll durch einen Spezialanstrich auf Teerpechgrundlage erfolgen. Hierüber sind die Untersuchungen noch nicht abgeschlossen. Die gleiche Anordnung war

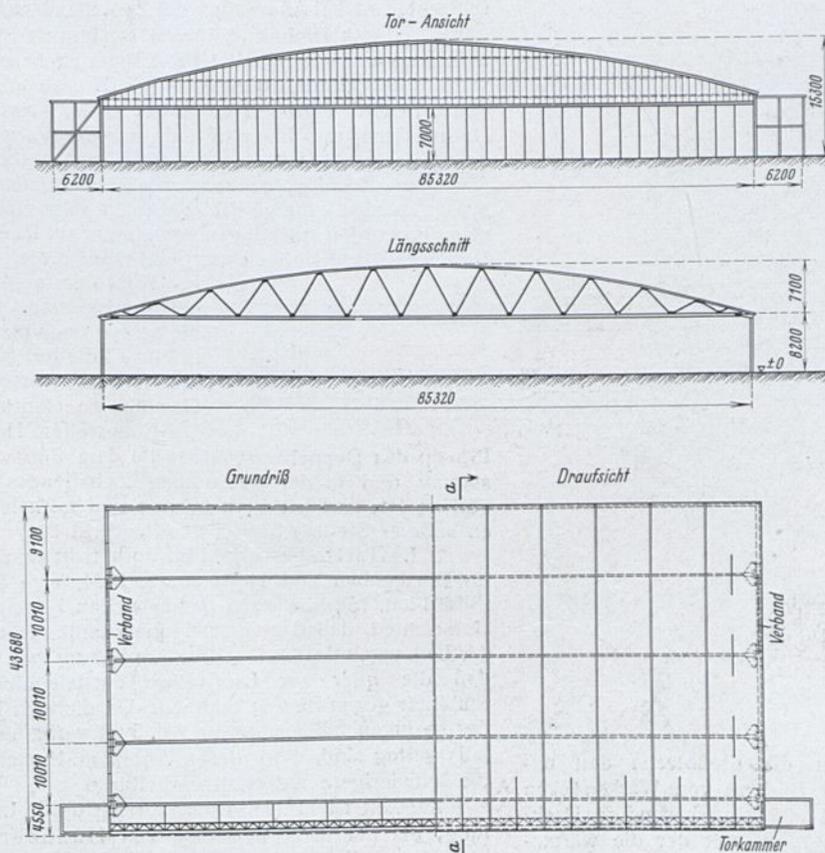


Bild 19.

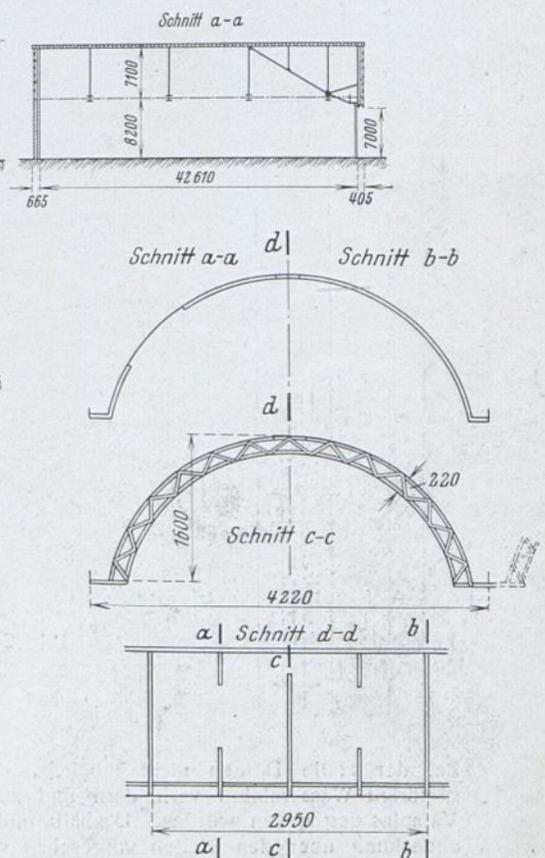


Bild 18.

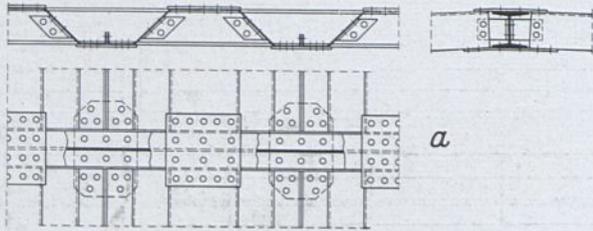


Bild 20

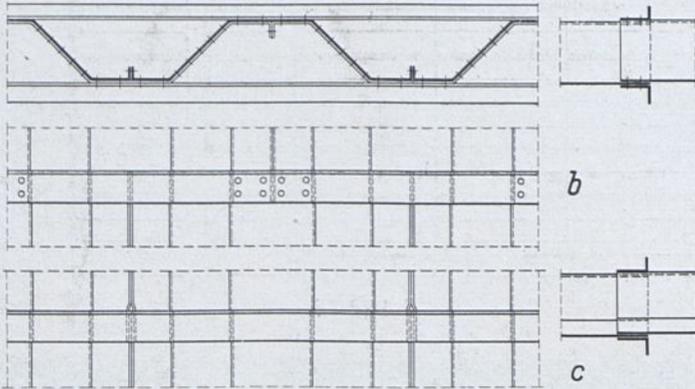


Bild 21.

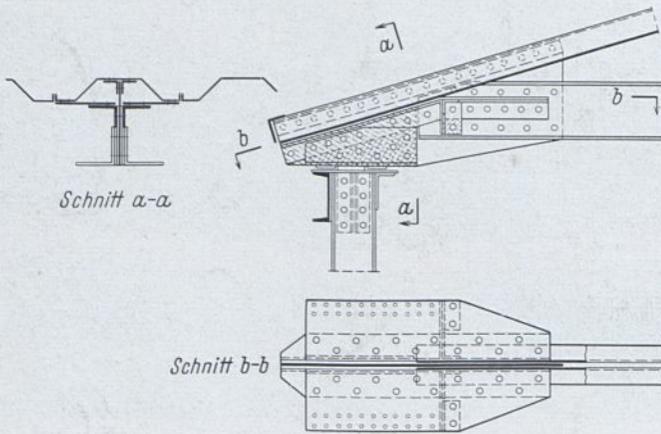


Bild 22.

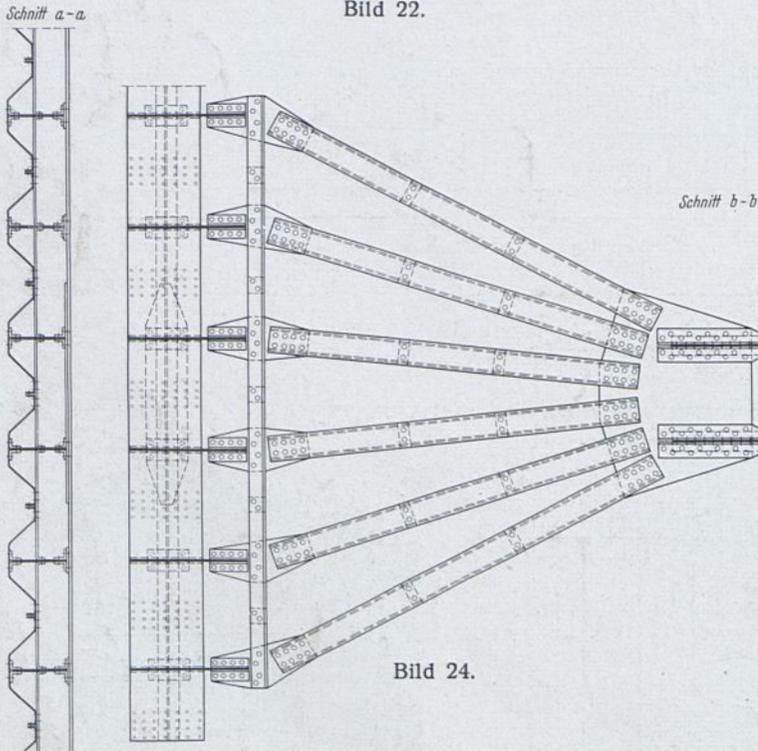


Bild 24.

bei der Halle Dörnen nicht möglich, da die Stoßbleche den ungestörten Wasserabfluß verhindern und zur Bildung von Wassersäcken Veranlassung geben würden. Deshalb muß hier eine besondere Dachabdeckung über den Wellen vorgesehen werden, mit der die wärmedämmende Schicht — eine der bekannten Bauplatten aus Torf- oder Holzfaserverpräparaten — zweckmäßig gleich verbunden wird. Die Frage Isolierung

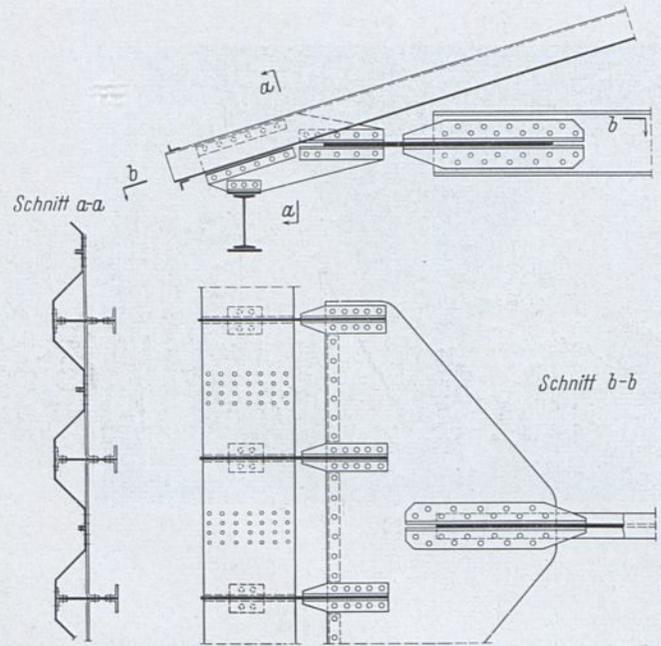


Bild 23.

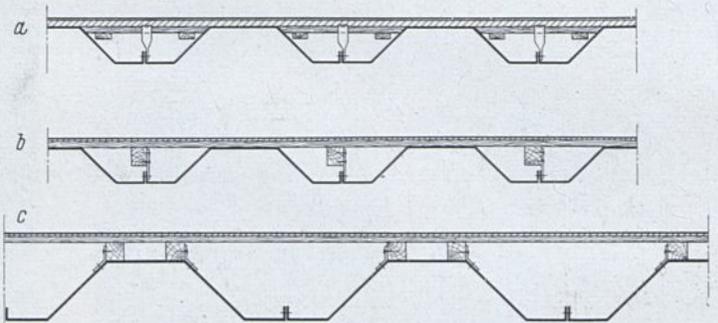


Bild 25.

oben oder Isolierung unten scheint mir in Hinsicht auf die Bedeutung, die der Unterhaltung dieser Hallen zukommt, sehr wichtig; beide Lösungen haben ihre Vor- und Nachteile. Liegt die Isolierung mit der Dachdeckung oben, so entziehe ich das Bauwerk dem unmittelbaren Einfluß der Witterung, was zweifellos erwünscht ist; die Kontrollmöglichkeit ist aber schlechter als bei Anordnung der Zwischendecke im Inneren der Halle, wo das Blechdach leicht und überall zugänglich ist. Diese Anordnung bringt außerdem den Vorteil mit sich, daß der zu heizende Hallenraum verringert wird, und schließlich schirmt die Zwischendecke die Stahlkonstruktion gegen Feuer. Trotzdem neige ich zu der Anordnung einer oberliegenden Dachdeckung und Isolierung, da mir der Vorteil, das Dachblech vor dem unmittelbaren Einfluß der Witterung zu bewahren, zu überwiegen scheint.

Über die Montage kann des beschränkten Raumes halber nicht viel gesagt werden. Einige Bilder werden aber vielleicht nicht unwillkommen sein. Es werden zwei Bogen gemeinsam auf Rüstung montiert (Bild 11 u. 12). Das Gerüst besteht aus Unter- und Obergerüst. Auf dem Untergerüst fährt vor Kopf der in Montage befindlichen Bogen ein Montagekran. In Bild 12 sieht man, wie die beiden Bogen sich ihrer Vollendung nähern, in Bild 13 die fertigen Gewölbe. Der Montagekran ist schon versetzt, um die beiden nächsten Gewölbe zu montieren.

Eine weitere Hallenkonstruktion nach dem Prinzip des Doppelwellbogens, die dem Büro der Dortmunder Union entstammt und in der Ausstellung „Schaffendes Volk“ in Düsseldorf ausgeführt ist, darf ich kurz nennen und mich hierauf beschränken, da sie an anderer Stelle<sup>2)</sup> bereits veröffentlicht ist.

B. Laffaille beschreibt im Vorbericht zum II. Internationalen Kongreß für Brückenbau und Hochbau, S. 1064, eine französische Flugzeughalle (Bild 14 u. 15), die nach dem gleichen Prinzip konstruiert ist, mit dem Unterschied, daß der Gewölbequerschnitt nicht ober-, sondern unterhalb der Leibungslinie liegt. Diese Anordnung hat den mechanischen Vorteil, daß die quer zur Längsachse entstehenden Seilzugspannungen die Stabilität gegen Beulen erhöhen. Da diese Seilzugspannungen jedoch bei der geringen Seilspannweite (rd. 5 m) verbunden mit hohem Stich ebenfalls gering sind, wird dieser Vorteil m. E. mehr als wett gemacht durch die schwierigere Werkstattbearbeitung.

Zur Zeit ist für den Dienstbereich des R. L. M. eine Halle in Entwicklung, bei der nach Vorschlag von Hünnebeck statt des Doppelwellbogens mit Zugband ein Balken verwendet wird. Im Génie Civil vom

<sup>2)</sup> Bauing. 1937, S. 427.

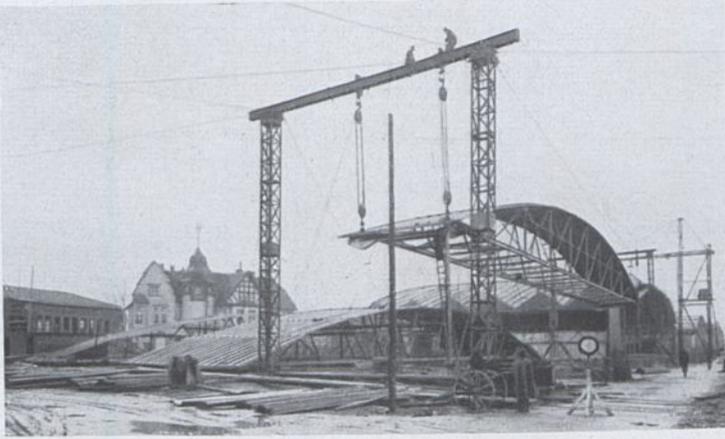


Bild 26.

18. September 1937 ist eine Halle beschrieben, die überraschend ähnlich ist (Bild 16 bis 18). Es ist ebenfalls ein 4 mm-Blech verwendet; der raumabschließende Träger hat Halbkreisquerschnitt; die Erhaltung der Form wird auch durch Schotten gesichert. Nur die Stabilität gegen Beulen wird auf andere Art erreicht, nämlich nicht durch Wellung des Bleches, sondern durch Aufschweißen von aussteifenden Flachstähen. Die Ausführung mit glattem Blech hat gegenüber der mit gewelltem Blech Vorteile bei der Übertragung von Schubspannungen, was bei dem Balken besonders in Erscheinung tritt.

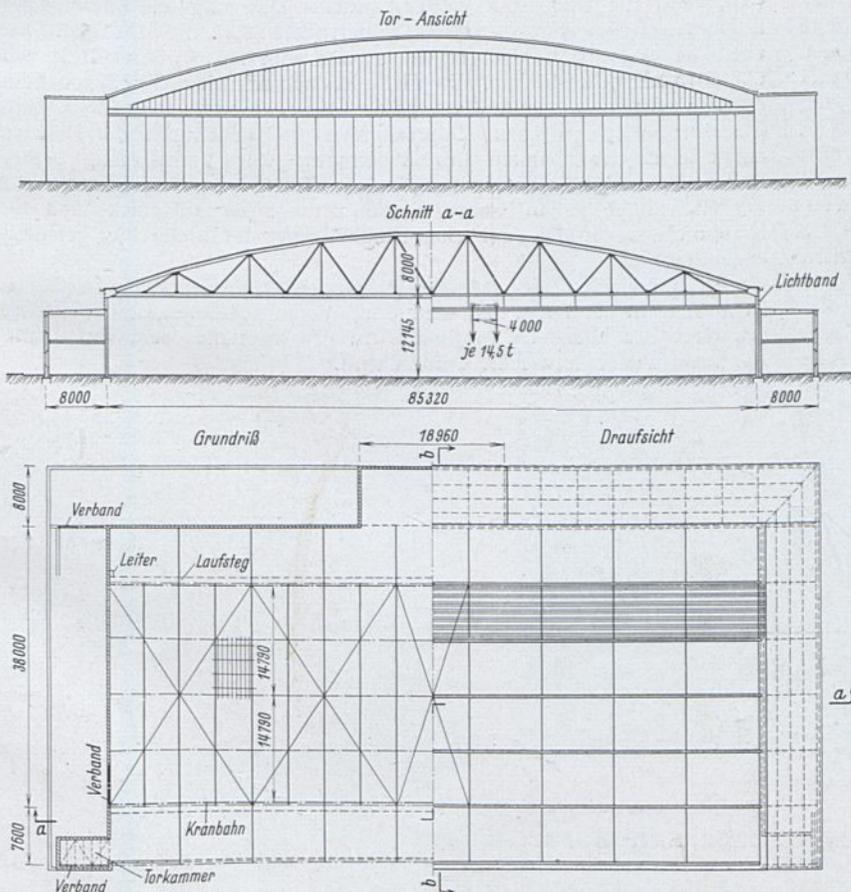


Bild 28.

Ich komme nunmehr zu der zweiten Form der raumabschließenden Stahlbauwerke. Sie ist nach Vorschlägen der Firma Krupp, Rheinhausen, von den Firmen Krupp und Seibert durchgebildet worden und besteht aus einem einfach gewellten Gewölbe, dessen Wellen die Doppeltrapezform haben und aus kaltgepreßten Blechen gebildet sind.

Der Schub wird durch Zugstangen übernommen. Auf die ganze Spannweite wäre das Wellblechgewölbe natürlich bei weitem nicht stabil. Genügend kleine Knicklängen könnte man auch durch die Anordnung einfacher Hängestangen erzielen, da durch deren Abstand, der beliebig klein gemacht werden kann, die Knicklänge des Gewölbes gegeben ist. Es sind jedoch die einzelnen Punkte des Gewölbes zweistäbig, also im Fachwerkverband gefaßt, um die Aufnahme der Querkräfte sicherzustellen, was insbesondere dann notwendig ist, wenn größere Einzellasten in Form von Kranen oder Laufkatzen bewegt werden. Man kann auch sagen, daß die Aussteifung der Schale durch Fachwerkscheiben erfolgt (Bild 19).

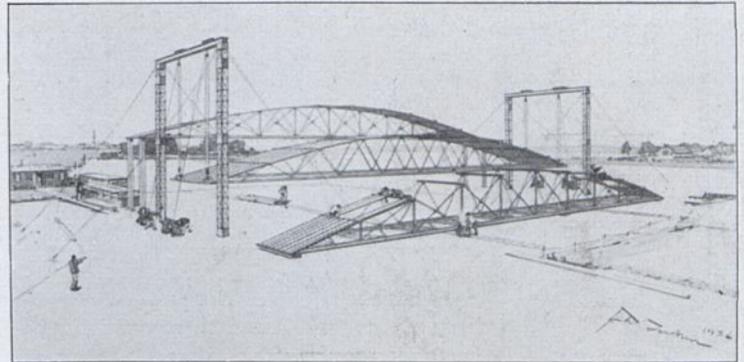
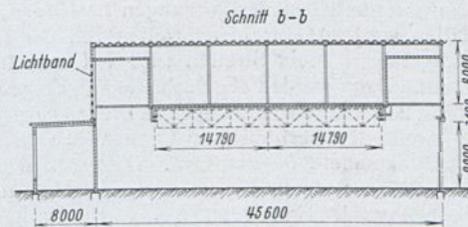


Bild 27.

Ein für die raumsteife Gestaltung des Daches wichtiges Konstruktionselement ist die Pfette, die in durchlaufenden Strängen die entsprechenden Knotenpunkte der Binder miteinander verbindet. Bei den ersten Ausführungen waren die Bleche an den Pfettensträngen jeweils gestoßen. Beim Stoß an den Pfetten, die aus I-Profilen bestanden, wurden die in der Dachebene liegenden Blechteile durch Laschen gedeckt, die schrägen Flächen mit Winkeln angeschlossen (Bild 20). Dieser Stoß wies manche Mängel auf, insbesondere störte die große Zahl von Verbindungsmitteln. Man ging deshalb zum unmittelbaren Überlappungsstoß über, bei dem die Dachbleche abwechselnd mit den Aufkantungen nach unten und nach oben verlegt werden, um sich nicht gegenseitig zu behindern (Bild 21). Die



Überlappung wurde dadurch ermöglicht, daß für die Pfette an Stelle eines Walzprofils ein gegliederter Stab verwendet wurde, dessen Gurte aus Winkelprofilen bestehen, die über und unter das Blech gelegt sind, und dessen Diagonalen von den Wellenschrägen gebildet werden.

Die Pfette ist, wie bemerkt, ein wichtiges Konstruktionsglied und hat verschiedene Aufgaben zu übernehmen, und zwar insbesondere:

1. Herstellung einer ausreichenden Steifigkeit der Wellblechhaut in der Querrichtung. Bei allen unsymmetrischen Belastungen muß sich die Anisotropie der Dachhaut bemerkbar machen. Die Pfetten müssen dann in erheblichem Maß dazu beitragen, zwischen den einzelnen Bindern, die bei den neueren Ausführungen 10 m weit auseinander liegen, die plangemäße Form der Dachhaut zu sichern.

2. An der hinteren Abschlußwand ist die Dachhaut praktisch starr abgestützt; die hieraus entstehenden Zwängungskräfte haben die Pfetten zu übernehmen.

3. Da die Dachhaut praktisch nach der Querrichtung keine Biegefestigkeit hat, müssen die Pfetten insbesondere ungleichmäßig verteilte Lasten übertragen und die Dachhaut gegen gewisse Beulerscheinungen sichern.

4. Die Einleitung der Gewölbekraft bzw. der Obergurtkraft in die Zugstangen bzw. Untergurte erfolgt durch die Randscheiben. Man kann sich einen in der Dachebene befindlichen vollwandigen Träger denken, dessen Steg das gewellte Blech und dessen Gurte die Trauffette und die nächste Pfette sind.

Bei den zuerst gebauten kleineren Hallen bis zu 60 m Spannweite wurden die aus zwei C-Profilen gebildeten Untergurte der Binder nur an einer Welle des Dachbleches angeschlossen (Bild 22). Bei den größeren Hallen von 85 m Spannweite mit den entsprechend größeren Kräften genügt dieser Anschluß nicht, und es werden durch Einschalten eines Knotenbleches vier Wellen erfaßt (Bild 23). Die Untergurtstäbe, die zugleich Laufschienen für Hängelaufkatzen sein sollen, erhalten I-Querschnitt. An Stelle der sehr großen Knotenbleche, die 30 bis 40 mm Dicke aufweisen, könnte man daran denken, die Verteilung der Gurtkraft auf mehrere Wellen durch strahlenförmig angeordnete Stäbe vorzunehmen (Bild 24).

Eine völlig gleichmäßige Verteilung der Normalspannungen im Dachblech wird erst in einer gewissen Entfernung vom Auflager vorhanden sein. (Man denke an das St. Venantsche Prinzip!) Hierüber sowie über noch mehr der Theorie nicht völlig zugängliche Fragen sollen Versuche am Bauwerk, verbunden mit Feinmessungen, Aufschluß geben.

Wie bei der Doppelwellhalle hat man die Wahl, die Dachdecke oben oder unten zu isolieren. Im zweiten Fall muß man dicht nieten oder schweißen, was keine Schwierigkeiten macht. Eine Darstellung oben-

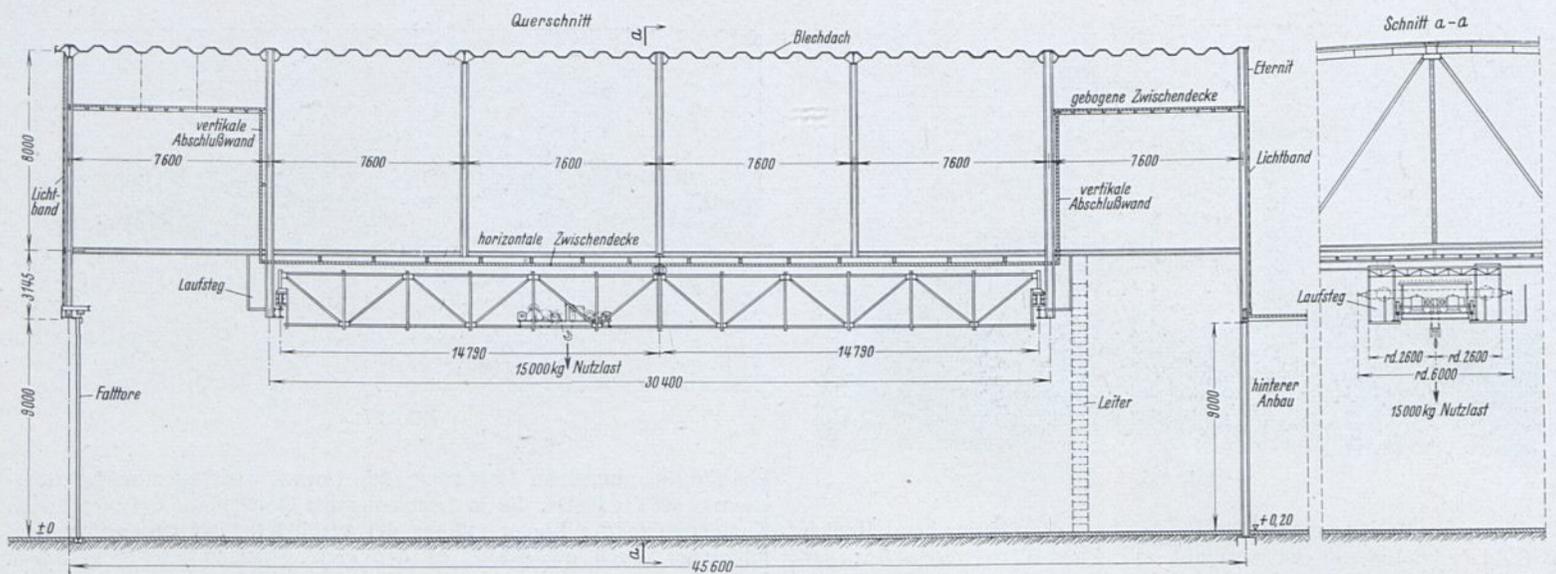


Bild 29.

liegender Isolierungen mit Abdeckung zeigt Bild 25. — Die Montage aller dieser raumabschließenden Tragwerke setzt voraus, daß die Werkstattbearbeitung mit großer Präzision vorgenommen wird. Die große Menge gleicher Teile wird mittels Schablonen gebohrt und in wenigen Preßhüben zu dem Dachblechelement geformt. Die Bleche verlassen die Werkstatt erst, wenn die erforderlichen Maßprüfungen bestanden sind.

Die Montage der Hallen wird in einzelnen Streifen von der Breite des Binderabstandes durchgeführt. Jeder Streifen wird auf dem Boden vollständig zusammengebaut. Dann werden die Dachteile aufgezogen und die Stützen untergestellt (Bild 26). Die Verbindung eines soeben gezogenen Streifens mit dem bereits montierten Dachteile muß in der Weise erfolgen, daß die gleichmäßige Kraftübernahme gesichert ist. Dies wird dadurch erreicht, daß nach dem Aufziehen durch Untersetzen von Hilfsstützen die Spannung herausgehoben wird. Erst wenn das ganze Dach vollständig verbunden ist, werden die Hilfsstützen fortgenommen.

Bild 27 zeigt den von Künstlerhand (Fr. Jacobsen) dargestellten Montagevorgang.

Das Gewicht dieser Halle von 85 m Spannweite liegt etwa bei 85 kg/m<sup>2</sup> überdeckter Fläche einschließlich aller Stützen und Verbände. Trotz dieses bereits sehr niedrigen Gewichtes sind darin noch Reserven

enthalten, und zwar deshalb, weil bei entsprechender Formgebung der Wellen usw. eine geringere Blechdicke als 4 mm wohl denkbar wäre. Dies wirkt sich z. B. so aus, daß sich bei Spannweiten von 100 bis 120 m das Gewicht nicht wesentlich erhöhen und damit der Vorteil dieser Bauweisen noch stärker in Erscheinung treten würde. Dasselbe ist der Fall, wenn die Nutzlasten größer werden. Das zeigt ein interessanter Entwurf aus dem Büro der Firma Seibert (Bild 28 u. 29). Die Halle hat ebenfalls eine Spannweite von 85 m und wird auf  $\frac{3}{4}$  ihrer Tiefe von einem 15 t-Kran bestrichen. Die Halle ist nach ähnlichen Gesichtspunkten durchkonstruiert wie die eben beschriebene, so daß ich mir nähere Einzelheiten sparen kann. Interessant ist vielleicht noch der Hinweis auf eine Eigentümlichkeit des Laufkranes. Zur Verringerung seiner Stützweite und seines Gewichtes, seiner Konstruktionshöhe und damit der Hallenhöhe ist in Kranmitte eine dritte Bahn angebracht und die Kranbrücke wegen der ungleichen Durchbiegung der Binder hier gelenkig angeordnet.

Die Entwicklung der raumabschließenden stählernen Hallentragwerke ist noch nicht am Ende. Es wird eifrig daran gearbeitet, und es ist zu erwarten, daß diese für bestimmte Zwecke zweifellos sehr vorteilhafte Bauweise weiter entwickelt werden wird.

## Die Stahlkonstruktionen des Deutschen Hauses auf der Internationalen Ausstellung Paris 1937.

Von Obering. A. Bungardt, Rheinhausen.

Anfang Oktober 1936 wurde von der Reichsbaudirektion Berlin der Auftrag auf die Ausführung des Deutschen Hauses auf der Internationalen Ausstellung Paris 1937 erteilt mit dem Hinweis, daß die gesamte Anlage Mitte April 1937 fertiggestellt sein müßte. Es bestanden nicht geringe Bedenken, den Auftrag unter dieser Bedingung zu übernehmen, weil die rechtzeitige Materialbeschaffung nicht sichergestellt werden konnte.

Die Ausführung des Gebäudes erfolgte nach den Plänen des Herrn Prof. Speer, Generalbauinspektor für Berlin (Bild 1 u. 2). Für den inneren Ausbau des Hauses wurden die Unterlagen von Herrn Architekt Brinkmann geschaffen. Das Haus liegt in unmittelbarer Nähe des Eiffelturmes. Die zur Verfügung stehende kurze Zeit sowie der gesamte Aufbau des Hauses bedingten die Ausführung der Tragkonstruktion in Stahl. Im wesentlichen besteht die Anlage aus folgenden Bauteilen:

1. Decke unter der Halle und dem Turm,
2. Halle,
3. Turm,
4. Freitreppe vor dem Turm.

### Decke für Halle und Turm.

Das Gebäude ist über der Avenue de Tokio erbaut. Die Decke für die Halle sowie für den Turm liegt etwa 5 m über Straßenebene. Die Anordnung der Stahlkonstruktion der Decke ist aus Bild 3 u. 4 ersichtlich.

Die Ausführung der Decke ist folgende: Auf den in Abständen von 1,50 m angeordneten Deckenträgern aus I 38 ist eine 10 cm dicke stahlarmierte Bimsbetonplatte angeordnet, hierauf ein Ausgleichbeton von 1,5 cm

sowie eine Asphalt-schicht von 1 cm, in welcher ein 2,4 cm dickes Eichenholzparkett verlegt

wurde. Die spätere Wiederverwendung erforderte die Verlegung von Einzelplatten aus stahlarmiertem Bimsbeton. Die Längsträger wechseln in die Unterzüge ein. Diese Ausführung war durch die gegebene geringe Bauhöhe bedingt. Die Unterzüge sind in

der Achse der Rahmenbinder in 7,76 m Abstand angeordnet, die Stützweite beträgt 20 m. Die Lagerung der Unterzüge erfolgt auf Eisenbetonpfeilern. Die größte zu übertragende Auflagerlast beträgt 325 t. An den beiden Enden der Unterzüge wechseln ferner die Träger zur Aufnahme der Lasten der Längswände sowie die Träger für die Lagerung der unteren Gesimse ein (Bild 4).

In den Hallenfeldern 23 bis 28 ist eine Zwischendecke angeordnet. Die Ausbildung dieser Decke ist gleich der Hauptdecke der Halle. Weitere Einzelheiten über die Anordnung der Decke der Halle sind aus Bild 5 zu ersehen. Die Nutzlast der Decke beträgt 500 kg/m<sup>2</sup>.

Die Unterzüge zur Aufnahme der Deckenlast sowie der Lasten des Turmes sind unmittelbar unter den Querwänden der Pfeiler des Turmes angeordnet.

Auch bei dieser Decke erfolgte die Abdeckung in stahlarmierten Bimsbetonplatten. Der Fußboden wird hier jedoch aus 10 cm dicken Muschelkalksteinplatten gebildet (Bild 6). Die Auflagerung der Platten erfolgt auf IP 20, welche in die Unterzüge eingewechselt sind. Die Unterzüge haben 25,6 m Stützweite. Die Auflagerung derselben erfolgt auf Eisenbetonfundamenten. Der größte Auflagerdruck

beträgt 320 t. Die Stützweite dieser Unterzüge wurde dadurch bedingt, daß der unter dem Turm liegende Tunnel überbrückt werden mußte (Bild 7) und eine Belastung der Decke und der Wände des Tunnels nicht zugelassen wurde. Ferner mußten die parallel der Straße liegenden vorhandenen Kanäle und Leitungen berücksichtigt werden. Der Querschnitt der Hauptunterzüge ist in Bild 6 angegeben. Die Beförderungs-

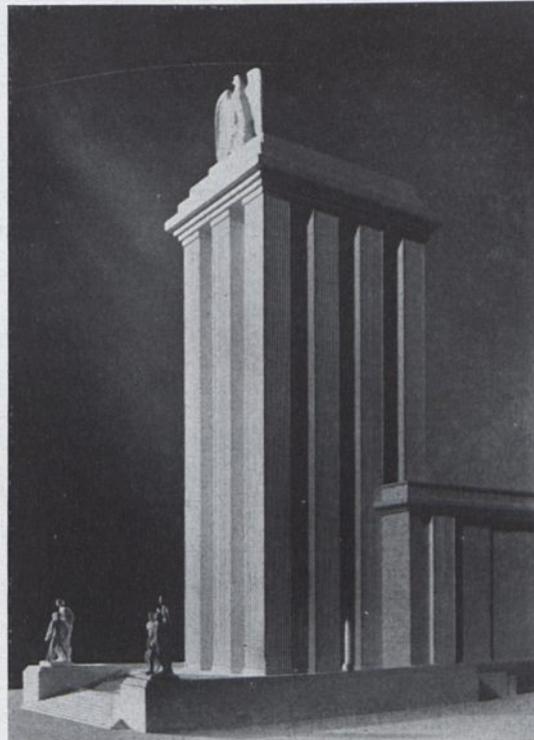
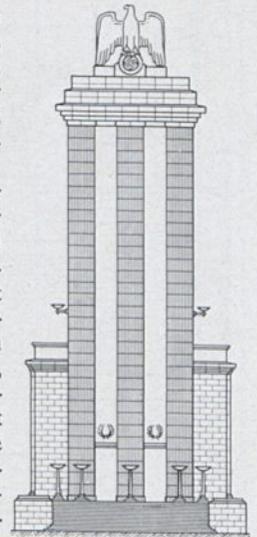


Bild 1. Modellaufnahme.



Zu Bild 2.

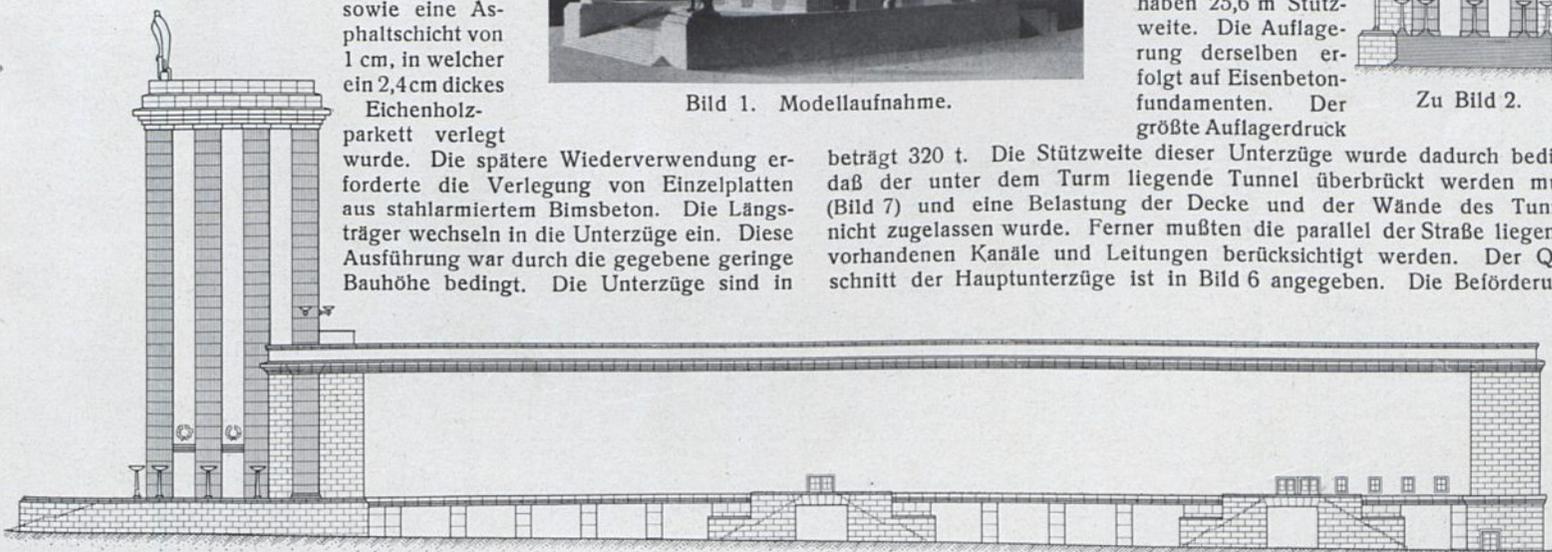


Bild 2. Längsansicht und vordere Turmansicht.

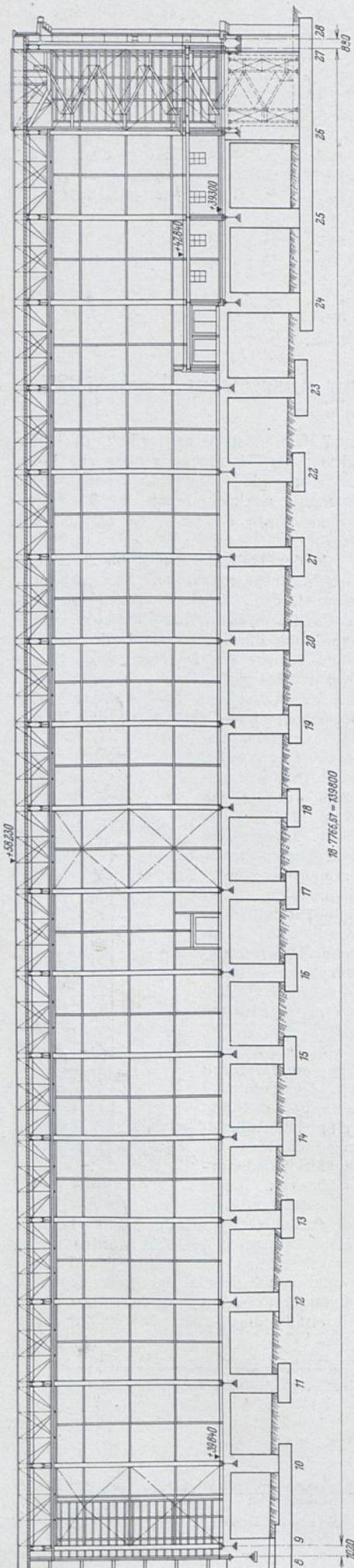


Bild 5. Längsschnitt durch die Halle vor der Rahmenachse y.

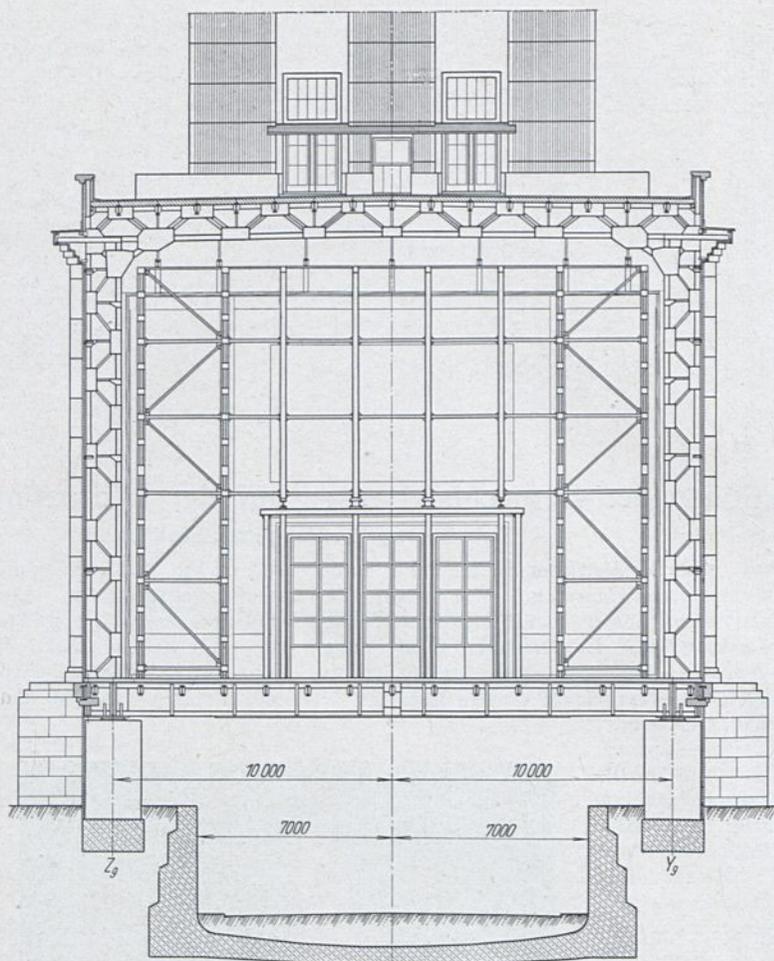


Bild 3. Querschnitt durch die Halle zwischen (9) und (10), Decke über der Avenue de Tokio.

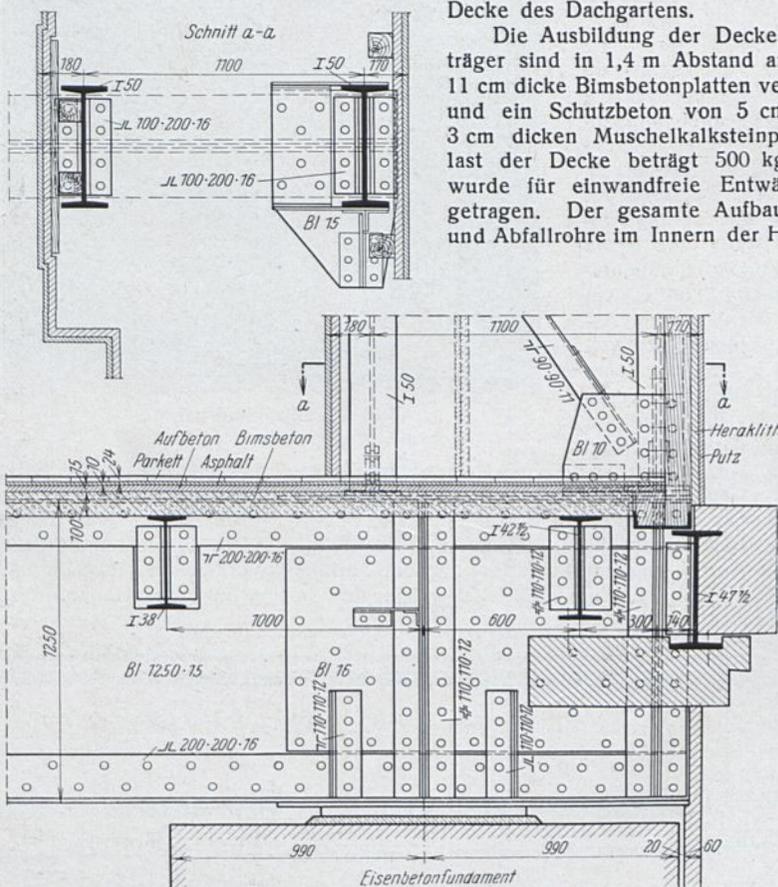


Bild 4. Ausbildung der Hallendecke über der Avenue de Tokio.

verhältnisse erforderten die Anlieferung dieser Unterzüge in zwei Teilen. Die übrige Stahlkonstruktion der Decke wurde einbaufertig in der Werkstatt bearbeitet. Auf der Baustelle wurde die gesamte Konstruktion verschraubt.

**Halle.**

Die Anordnung der Stahlkonstruktion der Halle ist in den Bildern 3, 5 und 8 dargestellt. Die Halle hat etwa 140 m Länge und eine Breite von Außenkante Wand zu Außenkante Wand von etwa 22 m. Die Höhe bis Dachoberkante beträgt 20 m.

Die Rahmenbinder (Zweigenkrahnen) sind in 7,76 m Abstand angeordnet. Die Gurte dieser Binder werden aus I 50 gebildet. Diese wurden in den stärker beanspruchten Stäben durch Platten verstärkt. Die Pfosten und Riegel wurden fertig in der Werkstatt vernietet. Die Verbindung der Stäbe in den Rahmenecken erfolgte auf der Baustelle mit Paßschrauben.

Bei der Wahl der Querschnitte mußte die kurze Lieferzeit beachtet werden. Gewählt wurden daher Querschnitte, welche in kürzester Zeit zu beschaffen

waren. In den Obergurt des Riegels wechseln die Deckenträger des Daches ein. Das Dach bildet gleichzeitig die Decke des Dachgartens.

Die Ausbildung der Decke ist folgende: Die Deckenträger sind in 1,4 m Abstand angeordnet. Auf diesen sind 11 cm dicke Bimsbetonplatten verlegt, hierauf eine Isolierung und ein Schutzbeton von 5 cm Dicke zur Aufnahme der 3 cm dicken Muschelkalksteinplatten (Bild 9). Die Nutzlast der Decke beträgt 500 kg/m<sup>2</sup>. Bei der Ausbildung wurde für einwandfreie Entwässerung des Daches Sorge getragen. Der gesamte Aufbau bedingte, daß die Rinnen und Abfallrohre im Innern der Halle verlegt wurden (Bild 9).

Zur Belichtung der Halle ist in den Feldern 12 bis 23 ein Oberlicht mit kittloser Verglasung auf Wemasprossen angeordnet. Der Abschluß der Entwässerung des Oberlichtes gegen den Dachgarten ist aus Bild 10 zu ersehen. Unter dem Oberlicht befindet sich im Innern der Halle eine Staubdecke (Bild 8). Das Gerippe dieser Decke ist aus Holz hergestellt. Eine Rabitzdecke schließt den übrigen Teil der Halle gegen das Dach ab. Die Ausbildung des Gesimses sowie der Attika der Halle sind aus Bild 9 zu ersehen. Die Attika bildet gleichzeitig die Brüstung des Dachgartens. Die Verkleidung des Gesimses erfolgte durch einzelne Steinplatten, welche an einer besonderen Stahl-

konstruktion befestigt wurden.

Die Längswände der Halle sind als Doppelwände mit einem Luftraum ausgebildet. Zwischen den äußeren Stielen der Rahmenpfosten sind Riegel aus C W 30-Profilen angeordnet. Auf diesen Trägern sind die Stiele aus Holz angeordnet, auf welchen die Holzschalung der Innen- und Außenwand befestigt ist. Auf der Holzschalung ist ein Stauziegelgewebe befestigt, welches den Putz trägt. Ebenso sind die Pfosten der Rahmen im Innern der Halle verkleidet. In dem Raum zwischen der äußeren und inneren Wand sind die Lüftungen, Leitungen, Entwässerungen usw. untergebracht.

Die Endfelder der Längswände der Halle sind außen mit Muschelkalksteinplatten verkleidet. Die Befestigung der Platten erfolgte an einem

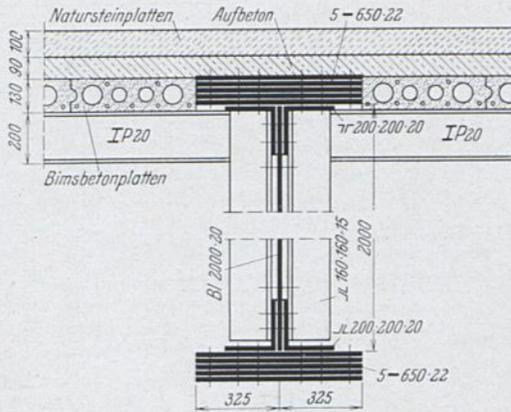


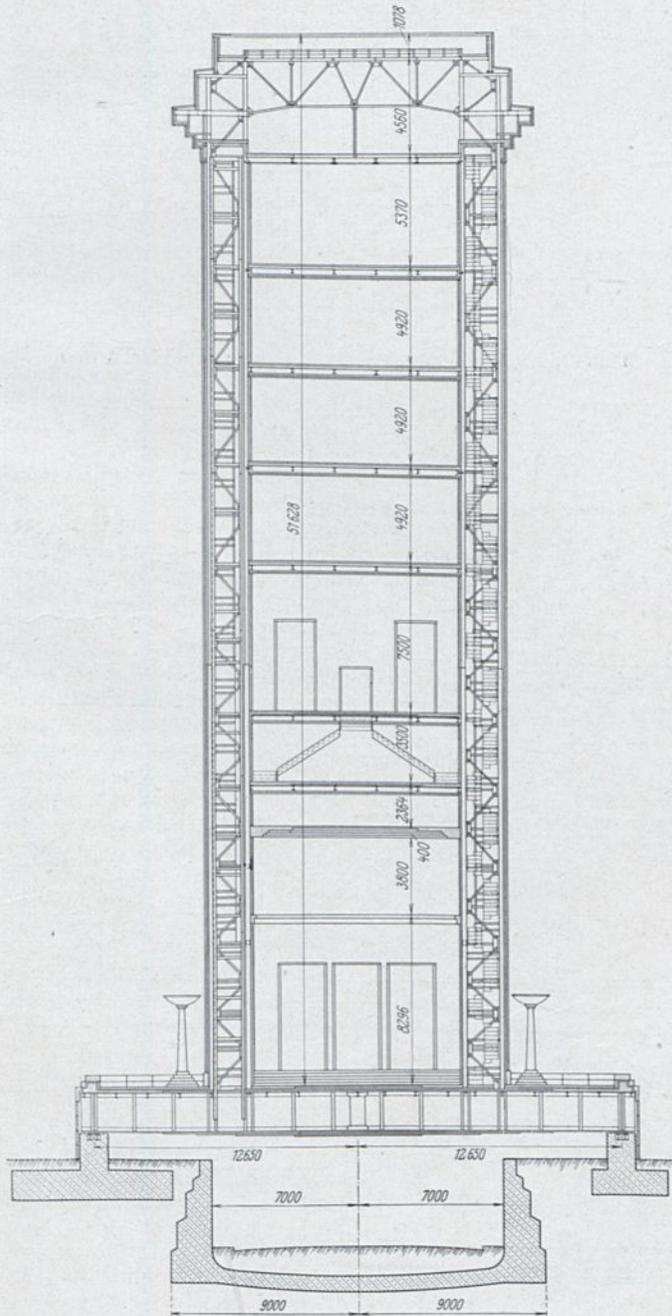
Bild 6. Unterzüge zur Aufnahme der Turmlasten und Deckenausbildung.

besonderen Stahlgerippe, welches mit der Tragkonstruktion verbunden ist. Auch die Giebelwand in Reihe 28 hat außen eine Verkleidung aus Muschelkalksteinplatten erhalten. Die Befestigung der Platten erfolgte in der gleichen Weise wie bei den Platten für die Verkleidung der Längswände (Bild 11). Im Endfeld der Halle (Reihe 27) ist ein Stahlgerippe eingebaut zum Einbau von Fenstern, welche künstlich beleuchtet werden.

Ferner befinden sich im Endfeld 26—27 der Halle zwei vollständig von der Halle abgeschlossene Treppenhäuser. Die Stahlkonstruktion dieser Treppenhäuser ist für sich standsicher und ruht auf besonderen Unterzügen. Die Wangen der Treppen sind aus abgekanteten Breitstählen gebildet, und die Stufen wurden aus abgekanteten Blechen hergestellt. Die Stufen erhalten eine Holzabdeckung. Die übrigen Konstruktionen der Treppenhäuser sind mit einem Rabitzputz verkleidet. Das Geländer ist aus zusammengeschweißten Quadratstählen hergestellt.

In der Reihe 9 ist zum Abschluß der Halle von dem Turm eine Trennwand errichtet, in welcher große Eingangstüren angeordnet sind. Das Skelett dieser Wand ist ebenfalls aus Stahl und die Verkleidung wird zum Teil durch Putzwände, zum Teil durch deutsche Marmorplatten gebildet. Den Abschluß der Halle zum Turm bilden zwei Treppenhäuser, welche zum Dachgarten führen. Die Ausführung der Stahlkonstruktion dieser Treppenhäuser erfolgte in gleicher Weise wie die der Treppenhäuser der Halle.

Zur Aufnahme und Übertragung der Windkräfte sowie zur Stand-



Querschnitt durch den Turm zwischen (3) und (4).

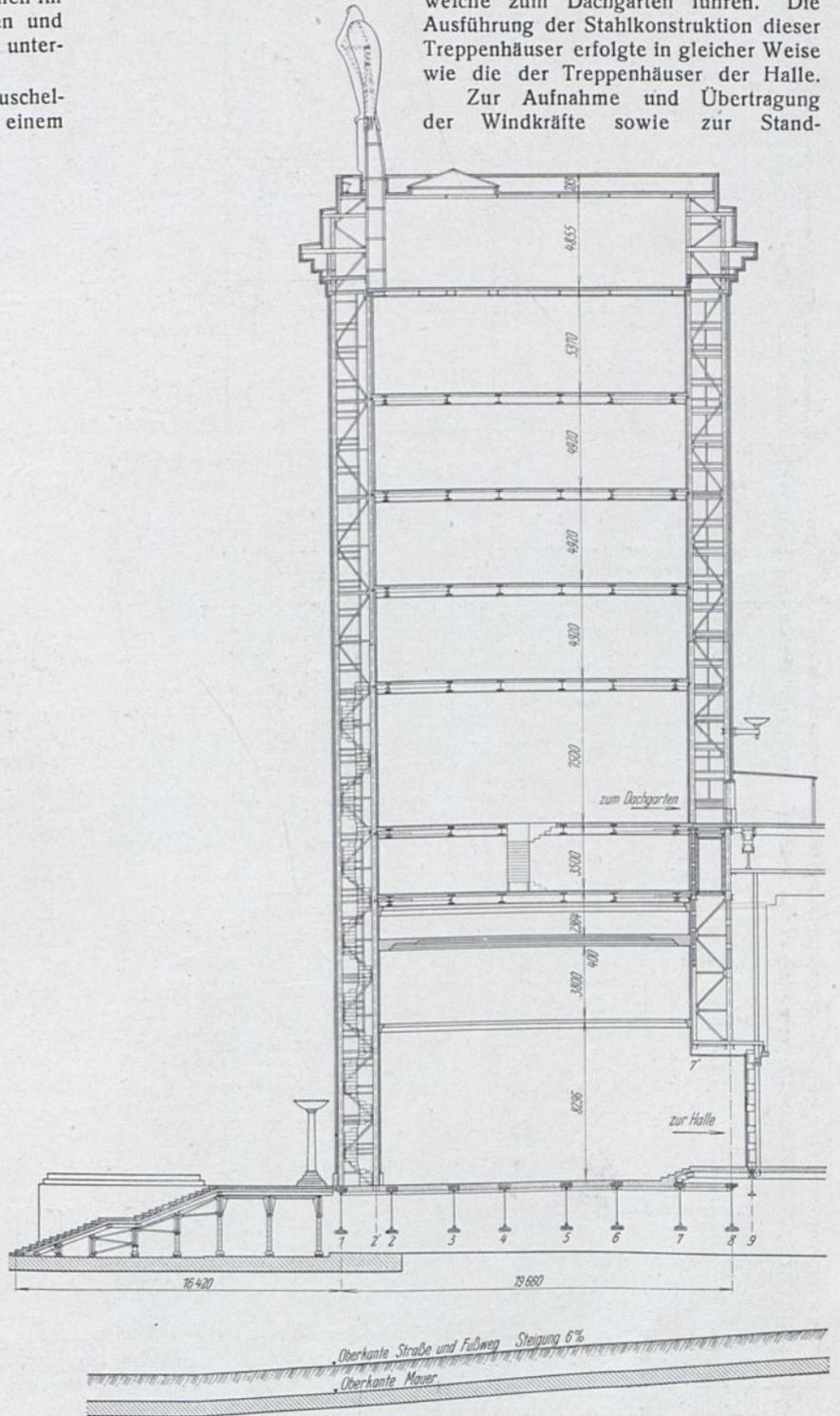
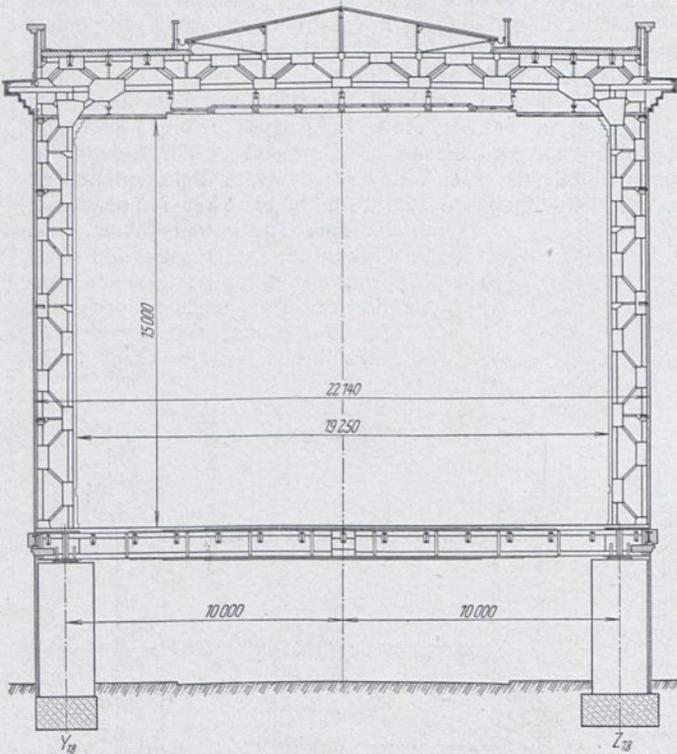
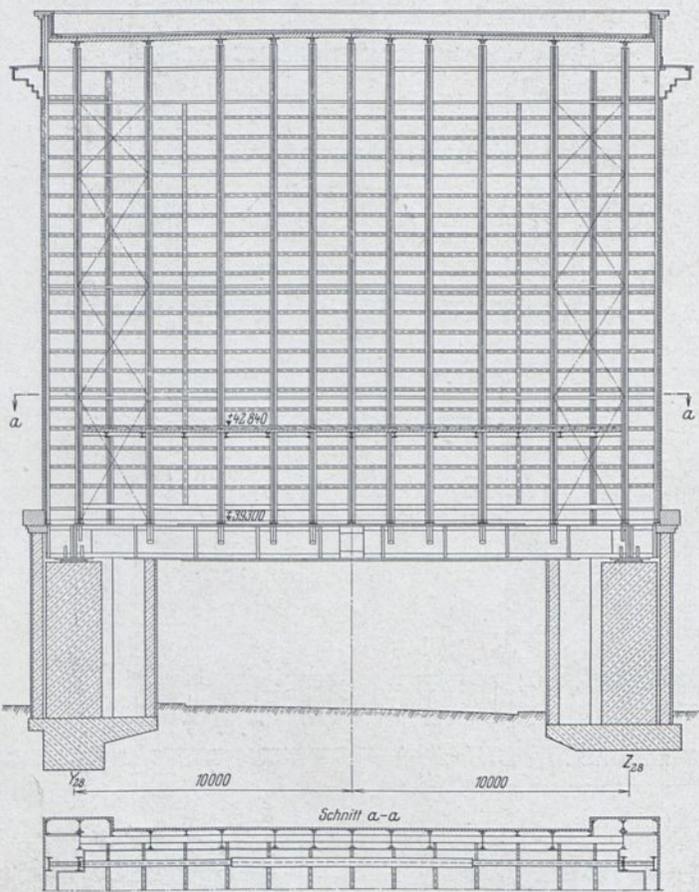


Bild 7. Längsschnitt durch den Turm.

sicherheit des Gebäudes sind in den beiden Längswänden Feld 17—18 senkrechte Verbände angeordnet. In den Endfeldern der Halle waren für die Aufstellung Hilfsverbände eingebaut, welche nach Fertigstellung der gesamten Konstruktion gelöst wurden. Für den Temperaturengleich ist zwischen der Halle und dem Turm eine Dehnungsfuge angeordnet. In dem Raum zwischen der inneren Decke und der Decke des Daches sind die Konstruktionen für die Lagerung der Apparate und Leitungen für die Be- und Entlüftung der Halle, ferner die Konstruktion für die Aufnahme der Winden zur Bedienung der Kronen angeordnet. Besondere Stege führen zu den Stellen, an welchen Motore usw. aufgestellt sind.



Querschnitt durch die Halle zwischen (17) und (18).



Querschnitt durch die Halle vor der Giebelwand (28).  
Bild 8.

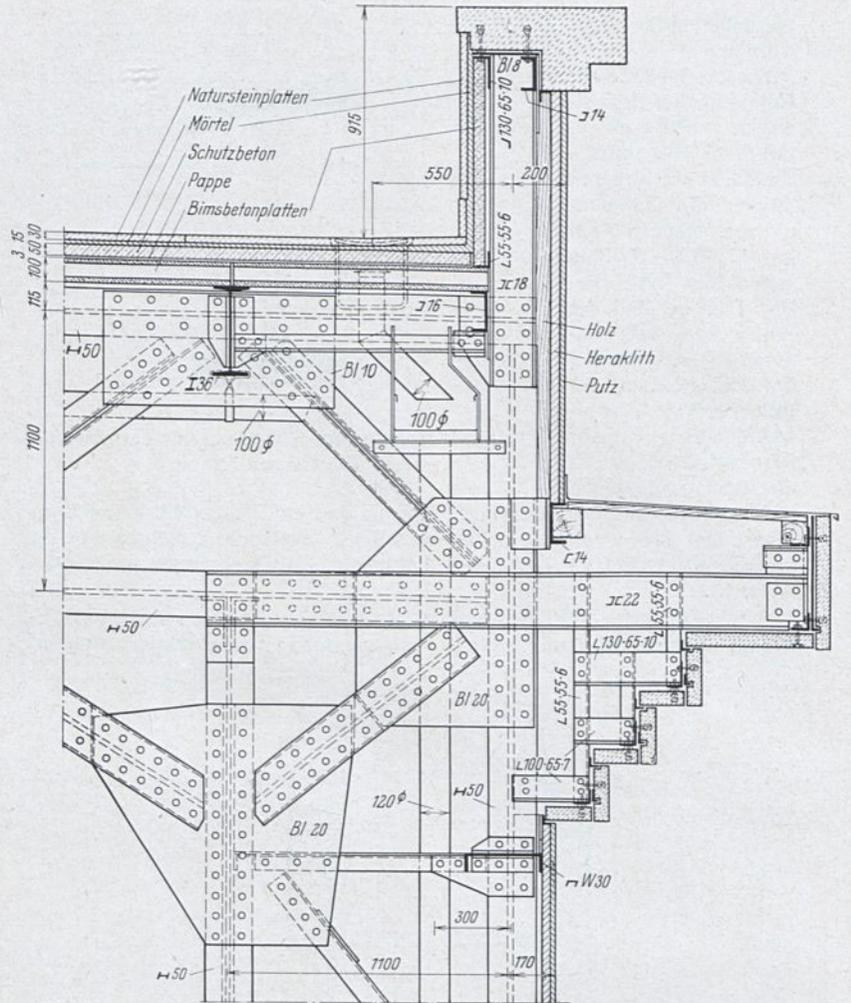


Bild 9. Dachausbildung. Ausbildung der Gesimse und der Attika.

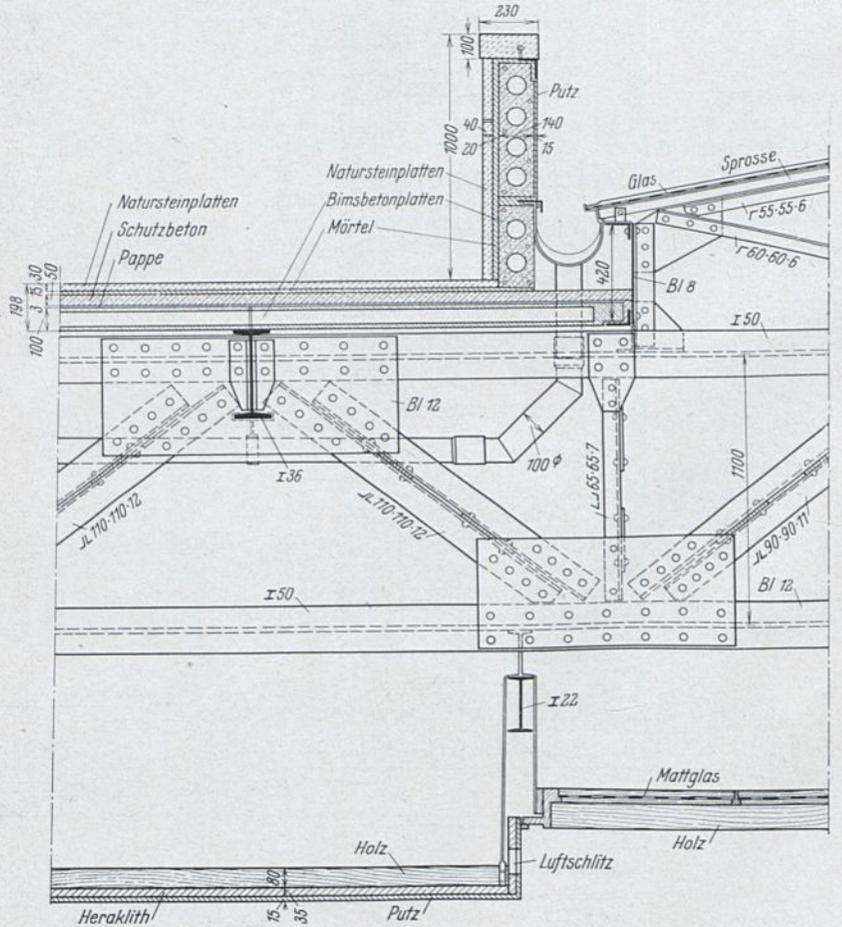


Bild 10. Dachausbildung.  
Abschluß der Oberlichtentwässerung gegen den Dachgarten.

**Turm.**

Die Anordnung der Stahlkonstruktion zeigen die Bilder 7 u. 12. Der Turm ist im Grundriß 19,66 m lang und 13,96 m breit; die Höhe von O. K. Fußboden der Ehrenhalle bis O. K. Attika beträgt 52 m.

Der Turm wird aus zehn Pfeilern gebildet, welche mit Wänden untereinander verbunden sind. Der mittlere Pfeiler an der Rückwand des Turmes mußte in der Höhe des Dachgartens abgefangen werden, bedingt durch den Durchgang von der Ehrenhalle des Turmes zur Haupthalle. In den Turm sind sieben Geschosse eingebaut zur Aufnahme von Betriebsräumen. Das Hoheitszeichen auf dem Dach hat 9 m Höhe über Oberkante Attika. Die Flügelspannweite des Adlers beträgt 8 m. In drei Pfeilern befinden sich Personenaufzüge, und in zwei weiteren Pfeilern sind Treppenhäuser eingebaut. In den Ecken zwischen den Pfeilern und den Wänden sind Vertiefungen, in denen die Beleuchtungskörper zum Anstrahlen der Wandflächen untergebracht sind. Ebenso sind auf dem Dach sowie auf den Gesimsen Beleuchtungskörper zur Anstrahlung des Hoheitszeichens aufgestellt. Die Dacheindeckung besteht aus Bimsbetonplatten, welche mit einer doppelten Lage

Pappe abgedeckt sind. Zur Belichtung des oberen Raumes ist auf dem Dach ein Oberlicht angeordnet. Die Belichtung der übrigen Räume erfolgt durch Fenster, welche in der Rückwand des Turmes angeordnet sind. Die Ausbildung der Decke ist die gleiche wie die bei der Haupthalle. Die Pfeiler, das Gesims sowie die Attika erhalten eine Verkleidung aus Muschelkalksteinplatten. Die Platten der Pfeiler sind kandeliiert. Die

Ausbildung der Wände zwischen den Pfeilern ist die gleiche wie die der Wände der Haupthalle. Auf der Außenseite der Wand ist eine Mosaikverkleidung angebracht. Die Stützen der Pfeiler sind aus Breitflanschträgern gebildet, welche durch leichte Verbände miteinander verbunden sind. Die Träger der Dachkonstruktion sowie die Träger der Decken bestehen aus Walz-

profilen. Zur Aufnahme und Befestigung der Steinverkleidungen sind besondere Konstruktionen angeordnet. Die Anordnung der Steinverkleidung des Gesimses sowie der Attika ist aus Bild 13 zu

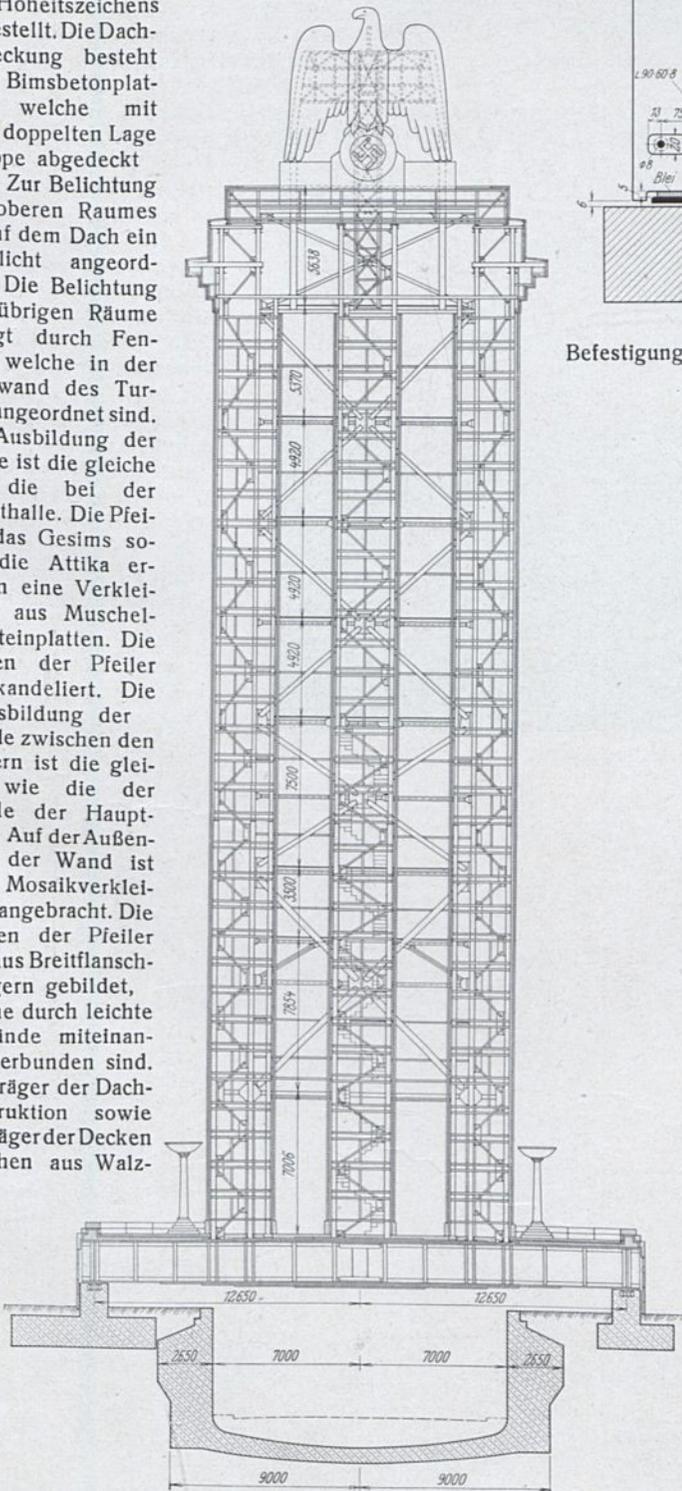


Bild 12. Turmkonstruktion in Reihe (1).

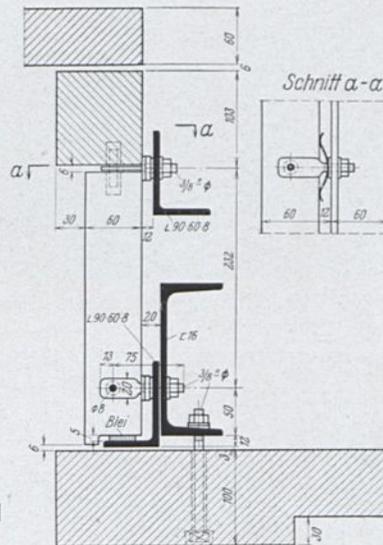


Bild 11. Befestigung der Muschelkalkplatten.

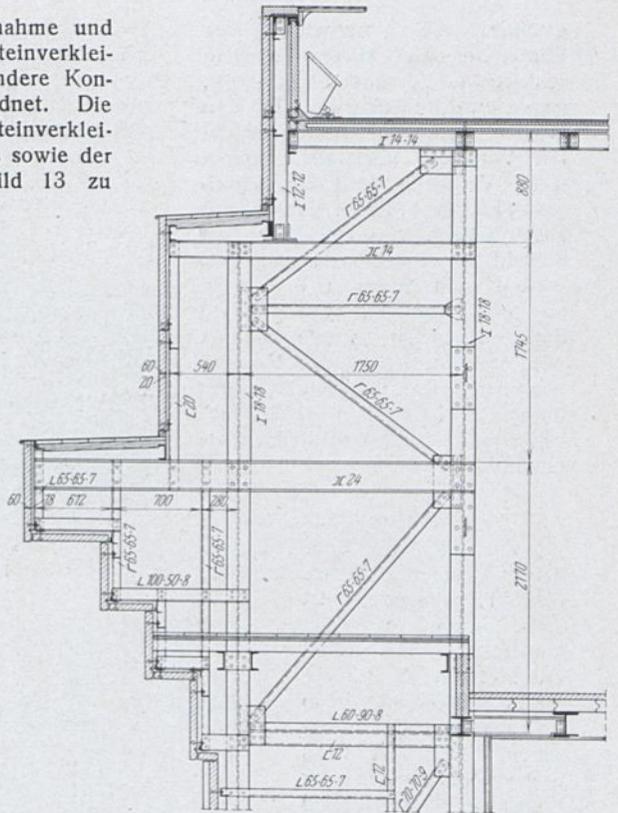


Bild 13. Anordnung der Verkleidung des Gesimses und der Attika des Turmes.



Bild 14. Beginn der Aufstellung.

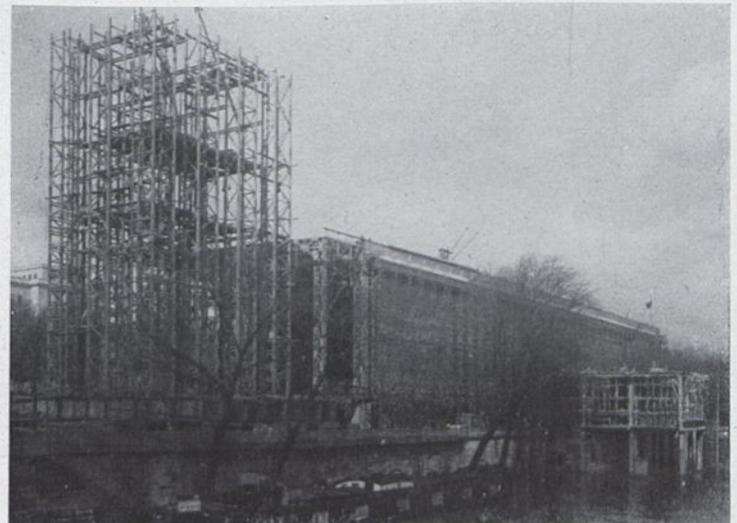


Bild 15. Ausfachung der fertig aufgestellten Hallenkonstruktion und Montage des Turmes.

erschen. Zur Aufnahme der Windkräfte sind in den Wänden senkrechte Verbände eingebaut, gegen welche sich die in den Decken angeordneten waagerechten Verbände abstützen. Durch diese Verbände wird die Standsicherheit des Turmes ausreichend gewährleistet. Das Hoheitszeichen besteht aus einzelnen Gipskörpern, welche sich gegen ein Gerippe aus Stahl abstützen. Die gesamte Stahlkonstruktion wurde soweit wie möglich fertig zum Versand gebracht. Die Verbindung der übrigen Konstruktionsteile auf der Baustelle erfolgte durch Verschraubung.

#### Freitreppe.

Zur Aufnahme der Eisenbetondecke sowie der Steinverkleidung der Treppenstufen ist eine besondere Tragkonstruktion aus Stahl errichtet. Die Anordnung dieser Stahlkonstruktion ist aus Bild 6 zu sehen. Auf den links und rechts neben der Freitreppe errichteten Podesten, welche ebenfalls durch Muschelkalksteinplatten verkleidet sind, gelangen Figuren zur Aufstellung. Das Gerippe dieser Podeste besteht ebenfalls aus Stahl.

Die Gewichte der Stahlkonstruktionen der einzelnen Bauteile sind folgende:

Decke . . .	997 t
Halle . . .	1105 t
Turm . . .	726 t
Freitreppe . . .	57 t

Insgesamt: 2885 t.

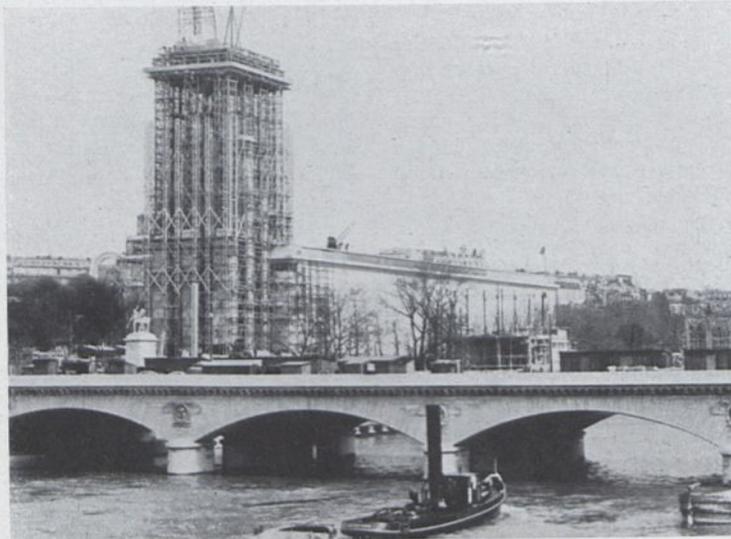


Bild 16. Verkleidung der Turmkonstruktion.

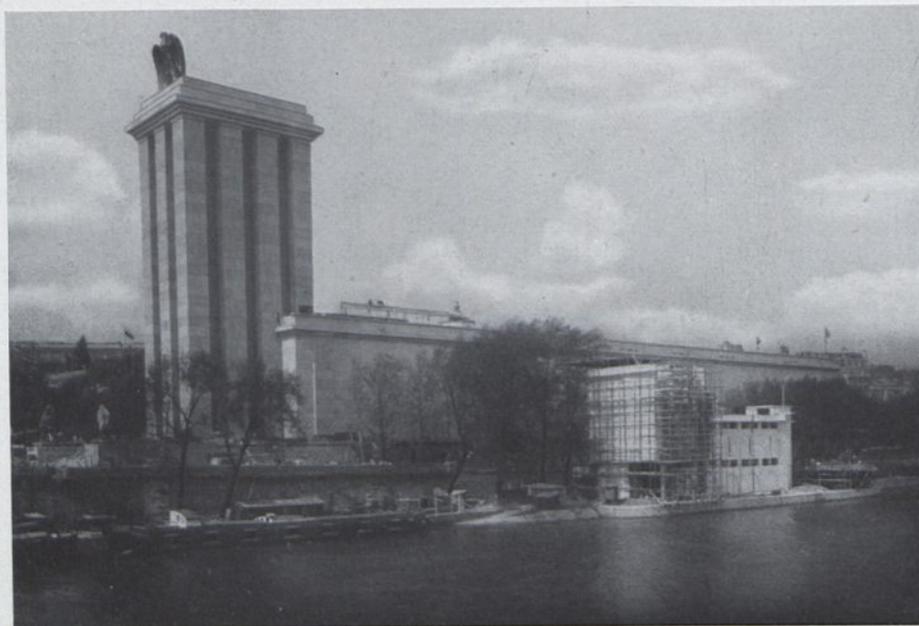


Bild 17. Ansicht des fertiggestellten Bauwerkes.

#### Aufstellung.

Der zur Verfügung stehende Bauplatz war sehr beschränkt. Die Anlage ist über einer Straße erbaut, auf der stündlich etwa 1200 Kraftwagen verkehren und welche während der Ausführung der gesamten Bauarbeiten nicht gesperrt werden durfte. Auf der Baustelle selbst war die Lagerung der Stahlbauteile nicht möglich. Daher mußte ein Zwischenlagerplatz geschaffen werden, von dem aus die Baustelle nach Bedarf beliefert wurde. Mit der Aufstellung der Stahlkonstruktion der Halle, und im Anschluß hieran wurden die Stahlbauteile des Turmes und der Freitreppe errichtet. Aus den Bildern 15 bis 17 ist der Fortgang der Fertigstellung des Bauwerkes zu sehen.

Die vom Auftraggeber gestellten Termine für die Fertigstellung der Stahlkonstruktion wurden trotz mancher Schwierigkeiten eingehalten.

Die Aufstellung des Entwurfs für die gesamte Stahlkonstruktion, die Aufstellung der statischen Berechnung, die Ausarbeitung aller Zeichnungen, ferner die Werkstattausführung der Stahlbauteile sowie die Aufstellung derselben erfolgte durch die Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte, Abteilung Stahl- und Brückenbau, Rheinhausen a. Nrh.



gutes Luftpolster für die Erwärmung. Ferner sind in diesem Raum die Anlage der Entlüftungen und die Laufbühnen für die Bedienung der Beleuchtungen usw. untergebracht.

Die gesamte Anordnung des Unterbaues aus Eisenbeton sowie der Stahlkonstruktion des Daches ist aus Bild 1 zu ersehen.

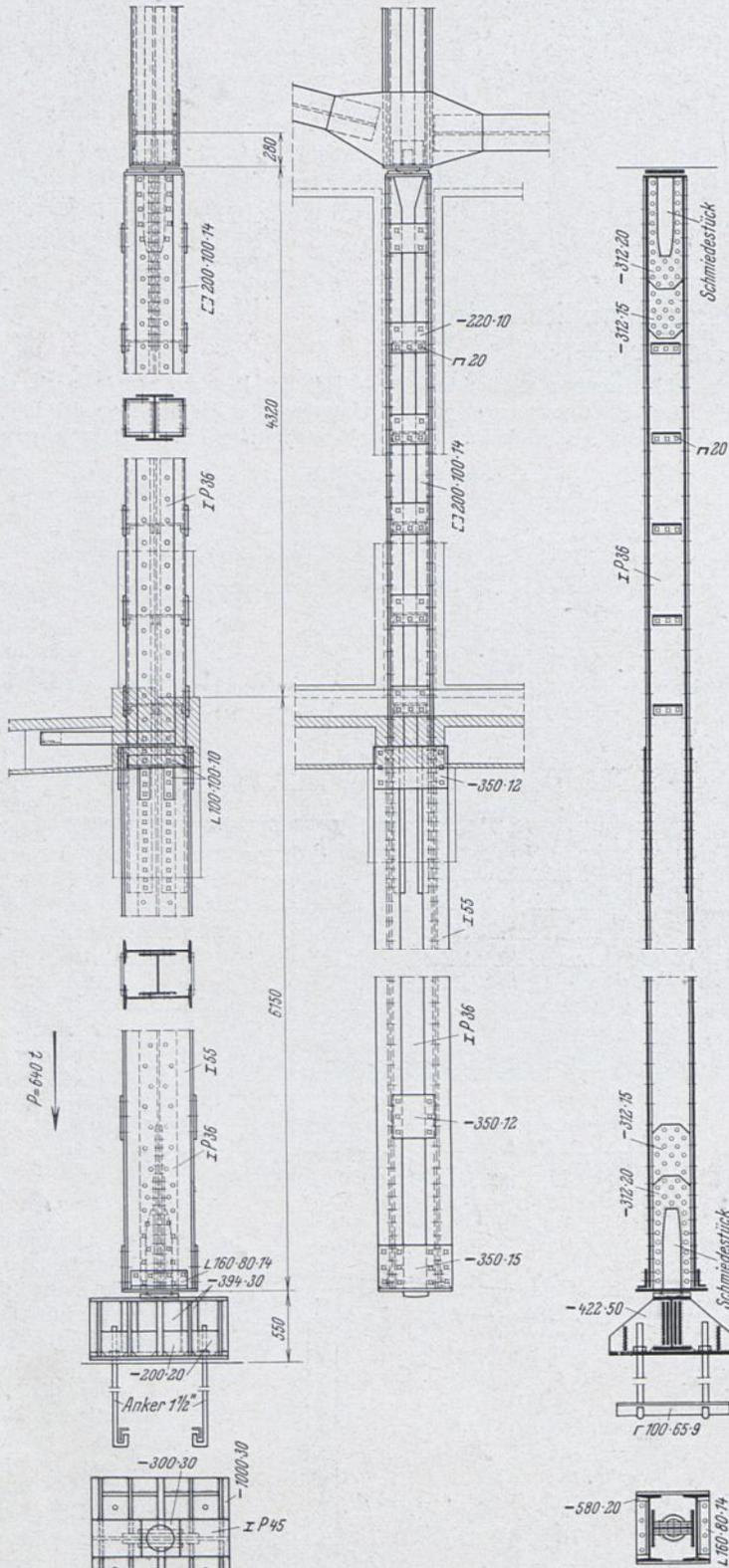


Bild 2. Ausbildung der Stützen B<sub>1</sub>, B<sub>2</sub>, C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>.

Die von der Stahlkonstruktion überspannte Fläche beträgt 60 · 95 m. Dieser Raum ist frei von Stützen. Die Stahlkonstruktion beginnt in Höhe + 21 m über Hallenflur.

Die Stützpunkte der Tragkonstruktion liegen in den Punkten A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>, B<sub>1</sub>, B<sub>2</sub>, C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, D<sub>1</sub> und D<sub>2</sub> und werden durch Stahlstützen gebildet. Die Unterkanten der Fußplatten dieser Stützen liegen in folgenden Höhen:

- Stützen A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>, D<sub>1</sub>, D<sub>2</sub> in + 16,5 m Höhe,
- Stützen B<sub>1</sub>, B<sub>2</sub>, C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub> in + 4,6 m Höhe.

Die Ausbildung der Stützen B<sub>1</sub>, B<sub>2</sub>, C<sub>1</sub> und C<sub>2</sub> ist in Bild 2 dargestellt, die der übrigen Stützen in Bild 3. Diese vier Hauptstützen bestehen im Grundprofil aus zwei I 36 und einem I P 36. Am Kopf und Fuß sind zur einwandfreien Übertragung der Kräfte auf die schwach gewölbte Druckplatte Verstärkungen angeschweißt. Die von den Stützen zu übertragenden Belastungen sind in Bild 2 u. 3 eingetragen.

Der weitere Aufbau der Stahlkonstruktion ist folgender:

Die Halle wird von vier Mittelbindern und zwei Endbindern mit der gleichen Stützweite von 58,2 m überspannt (Bild 4). Diese Binder sind als Fachwerkträger auf zwei Stützen ausgebildet. Der Obergurt der Hauptbinder liegt 3,5 m über Oberkante der Fachwerkpfetten. Daher mußten zur Knicksicherung des Obergurtes biegeunsichere Pfosten eingebaut werden. Diese stützen sich gegen den Ober- und Untergurt der Fachwerkpfetten ab, welche die Kräfte an die Verbände abgeben. Bei der Querschnittsermittlung der Fachwerkpfetten wurden diese Kräfte be-

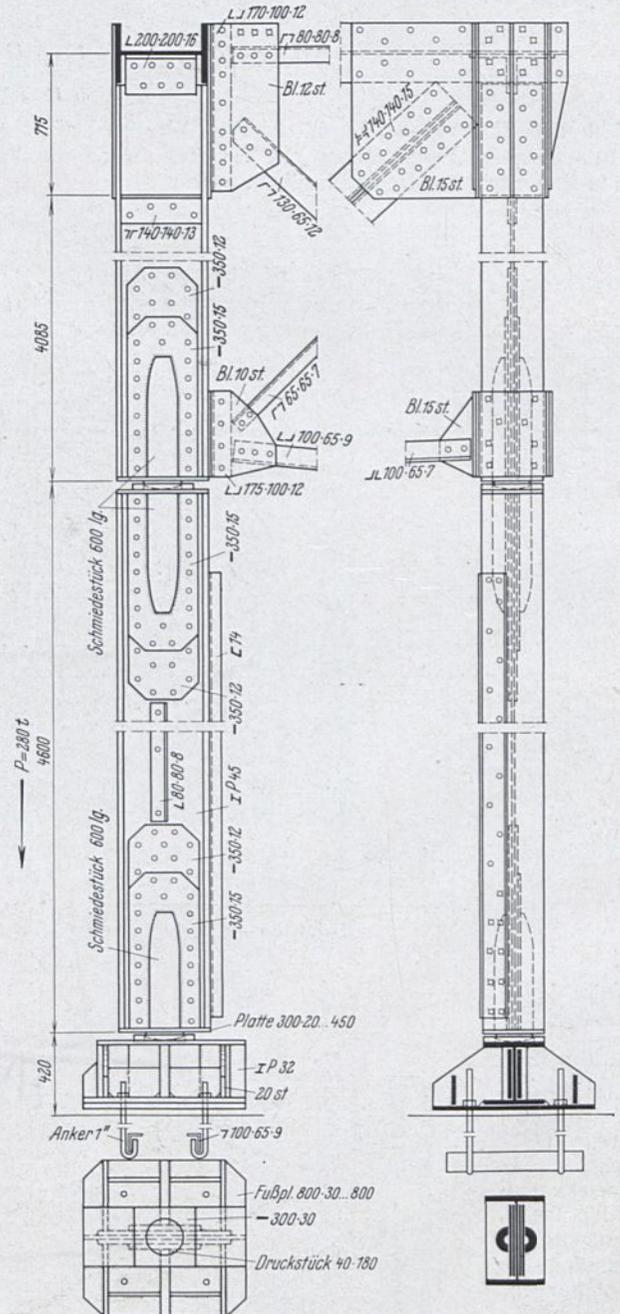


Bild 3. Ausbildung der Stützen A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>, D<sub>1</sub>, D<sub>2</sub>.

rücksichtigt. Die Pfetten sind als Gerberträger mit Bolzengelenken ausgebildet.

Zur Aufnahme der oberen Dachdecke und der unteren Schutzdecke sind in 2,5 m Abstand Stahlsparren angeordnet, welche in der Höhe des Pfettenobergurtes liegen. Der über der Dachhaut liegende Teil der Hauptbinder wird durch ein trapezförmiges Doppelpaddach eingedeckt. Die Mittelbinder haben ihre Auflagerpunkte in den Dachträgern, welche in den beiden Längswänden angeordnet sind. Die Dachträger sind als Fachwerk-Gerberträger ausgebildet. Die vier seitlichen Träger haben 20 m

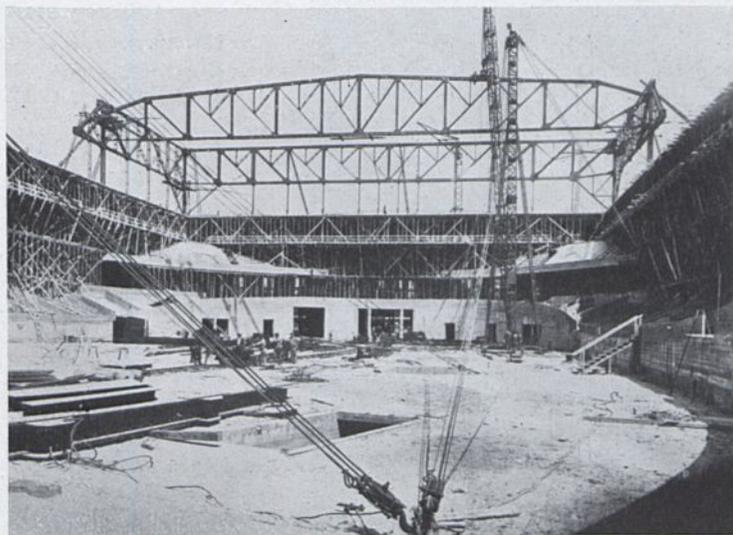


Bild 5. Aufstellung der Stahlkonstruktion.

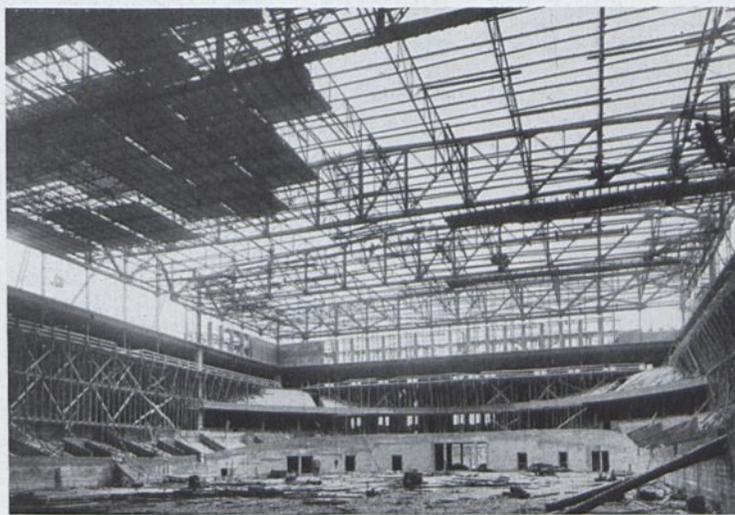


Bild 6. Stahlkonstruktion nach beendeter Aufstellung.

Stützweite und einen Kragarm von 5 m. Die Stützweite der eingehängten Träger beträgt 45 m. Die Binder und Dachträger sind zur besseren Ausnutzung der Querschnitte doppelwandig ausgeführt. Bei der Wahl der Querschnitte wurden weitestgehend I P-Träger verwendet. Die Flanschen der I P-Träger sind nach außen gelegt und bilden so für die weitere Ausbildung einen günstigen Querschnitt. Zur Aufnahme der Windkräfte und ferner der Knicksicherung der Dachträger und Binder sind besondere Verbände angeordnet. Die Auflagerpunkte dieser Träger liegen in gleicher Lage wie die Auflagerpunkte der eingehängten Dachträger. Die waagerechten Träger der Giebelwand sind als Dreigelenkträger ausgebildet. Das Zugband wird durch den Mittelbinderuntergurt  $B_1-B_2$  bzw.  $C_1-C_2$  gebildet.

Die Standsicherheit der Stahlkonstruktion ist wie folgt gewährleistet:

Die Stützen  $B_1$ ,  $B_2$ ,  $C_1$  und  $C_2$  sind Pendelstützen, ebenso die Stütze  $D_2$ . Die Dachträger  $A_2-B_2$ ,  $A_1-B_2$  und ferner die Endbinder  $A_1-A_2$ ,  $D_1-D_2$  sind als Dreigelenkträger ausgebildet. Die Festpunkte zur Übertragung der waagerechten Kräfte liegen in Höhe + 16,5 m, und zwar bei Punkt  $A_1$ ,  $A_2$  und  $D_1$ . An diesen Stellen werden die Kräfte auf die Eisenbetonkonstruktion übergeleitet, von dieser aufgenommen und an die Fundamente abgegeben. Durch die Wärmeausdehnung tritt nur eine geringe Schrägstellung der Pendelstützen ein. Die Obergurte der Mittelbinder sind zur Verkürzung der Knicklängen gegen die Fachwerkpfetten abgestützt. Neben den vier Aufbauecken sind in jedem anschließenden Wandteil von + 16,5 m bis 21,1 m auf etwa 5 m Breite sowohl in den Giebel- als auch in den

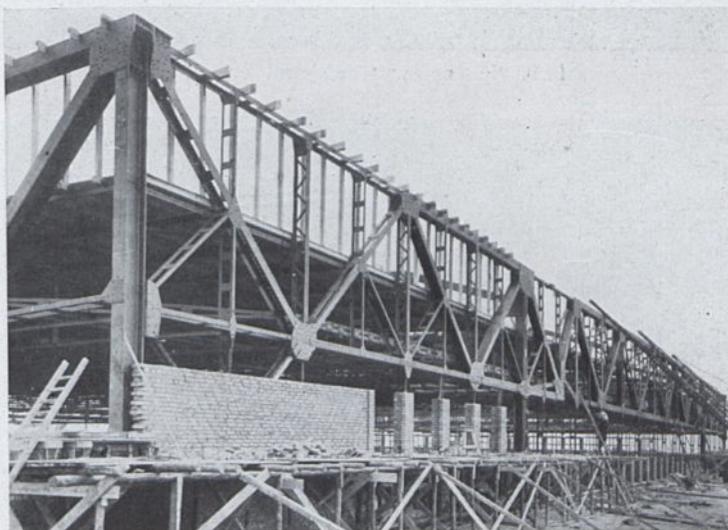


Bild 7. Ausfachung der Stahlkonstruktion.

Längswänden keine Fenster angeordnet. Diese Wandteile werden außen durch Torkret und nach dem Dach zu durch eine Holzschalung mit doppelter Pappe gebildet. In dem dazwischenliegenden Hohlraum ist die Konstruktion angeordnet.

Die Sparren in der Obergurtebene der Fachwerkpfetten nehmen die obere Dachhaut auf. Diese besteht aus einem Doppelpapdach. Die in der Untergurtebene der Fachwerkpfetten angeordneten Sparren tragen die untere Schutzdecke. Letztere wird durch Eternitplatten gebildet. Ferner müssen die Fachwerkpfetten Einzellen aus den Beleuchtungs- sowie Be- und Entlüftungskörpern usw. aufnehmen. Die Mittelbinder übernehmen die Lasten der Pfetten und übertragen diese auf die Dachträger. Sämtliche Eindeckungen,

Verschalungen usw. sind in den Knotenpunkten der Fachwerkträger gelagert, so daß die einzelnen Stäbe derselben keine Biegungsbeanspruchungen erleiden. Die Dachträger und Endbinder tragen außer

den vorgenannten Lasten der Dachhaut und der unteren Schutzdecke das Gewicht der Abschlußwand von 16,5 bis + 20,5 m und ferner die eingehängte Decke des Vordaches über den Rängen. Die Wände sind aus Leichtsteinen gebildet, das Vordach ist in Eisenbeton hergestellt. Die Aufhängung der Decke des Vordaches sowie der Abschlußwand erfolgt durch Stahlbänder, welche an den Dachträgern bzw. an den Endbindern angeschlossen sind. Zwischen diesen Hängebändern sind Eisenbetonbalken und ein schmaler Eisenbetonlaufsteg in Höhe + 16,5 m gelagert; sie nehmen die Lasten der Wände und des Vordaches auf. Es wurde die Bedingung gestellt, daß diese Eisenbetonbalken bei der Belastung durch Eigen- gewicht und Schnee in



Bild 8. Innenansicht.

waagerechter Lage liegen. Um das zu erreichen, mußten die Dachträger und Endbinder mit einer Überhöhung ausgeführt werden. Bei der Herstellung der Schalung für die Eisenbetonkonstruktion der Balken und des Vordaches mußte ebenfalls hierauf Rücksicht genommen werden. Die Anker zum Anschluß der Hängebänder wurden bei der Herstellung der Eisenbetonbalken mit einbetoniert. Die Löcher für die Aufnahme der Verbindungsbolzen zwischen Hängeband und Anker wurden in die Ankerbänder nach erfolgter Aufstellung der Stahlkonstruktion auf der Baustelle gebohrt. Hierauf erfolgte die gleichmäßige Entfernung der Abstützkonstruktion der Eisenbetonbalken und des Vordaches. Hieran schloß sich das Ausmauern der Abschlußwände. Alle Anschlüsse, welche Kräfte zu übertragen haben, wurden auf der Baustelle genietet. Die Mittel- und Endbinder, die Dachträger, Horizontalverbände und Stützen sind aus St 52, alle übrigen Bauteile aus St 37. Durch die statisch bestimmte Lagerung der Tragkonstruktion treten Zusatzspannungen aus Temperaturänderungen in dem Tragwerk nicht auf. — Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt 628,5 t und setzt sich wie folgt zusammen:

- |                               |          |
|-------------------------------|----------|
| 1. Mittlere Pendelstützen . . | 36,8 t,  |
| 2. Eckstützen . .             | 13,0 t,  |
| 3. Binder . . .               | 219,7 t, |
| 4. Dachunterzüge              | 125,1 t, |
| Übertrag                      | 394,6 t, |

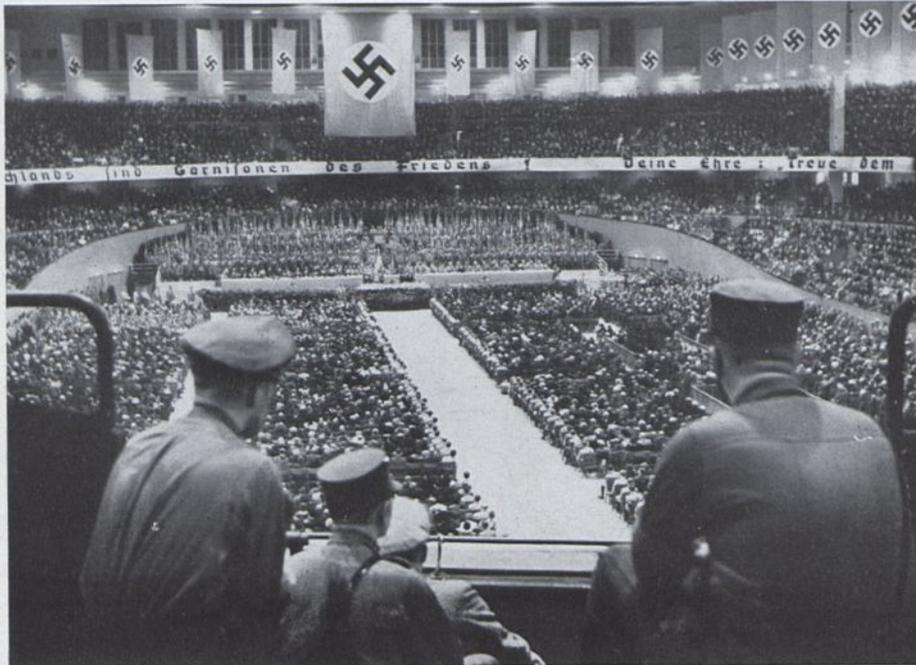


Bild 9. Innenansicht bei gefüllter Halle.



Bild 10. Frontansicht.

Übertrag	394,6 t,
5. Gitterpfetten .	78,6 t,
6. Horizontalverbände . . .	73,2 t,
7. Dachpfetten, I-Träger . . .	31,1 t,
8. Träger für die untere Decke .	22,2 t,
9. Aufhängung für d. Betonbalken	8,8 t,
10. Montageverbände . . .	0,9 t,
11. Niete und Schrauben . .	19,1 t,
Insgesamt	628,5 t.

Die Ausarbeitung der statischen Berechnung sowie die Aufstellung und Ausarbeitung aller Werkstattzeichnungen usw., ferner die gesamte Werkstattbearbeitung erfolgte durch die Firma Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen, Abteilung Stahl- und Brückenbau.

Die Aufstellung der Stahlkonstruktion wurde durch die Firma Krupp-Druckermüller G.m.b.H., Berlin-Tempelhof, ausgeführt.

Die Bearbeitung der Stahlkonstruktion in der Werkstatt erfolgte in der Zeit vom 1. April bis 30. Juni 1935.

Die Aufstellung wurde in der Zeit vom 15. Juni bis zum 15. August 1935 durchgeführt. Die Bilder 5 bis 7 zeigen verschiedene Aufstellungszustände.

Die Bilder 8 bis 10 zeigen die Halle nach der Fertigstellung, und zwar vermitteln die Bilder 8 u. 9 einen Eindruck von der Größe des stützenfrei überspannten Innenraumes, während Bild 10 die wirkungsvolle Gliederung der Frontansicht zeigt.

## Die Stahlbauten der neuen Messehallen der Stadt Berlin an der Masurenallee.

Von Dr.-Ing. Hellmuth Bickenbach, Berlin-Halensee.

Der Neubau der neuen Messehallen der Stadt Berlin an der Masurenallee geht seiner Vollendung entgegen. Die Bilder 1 bis 4 zeigen in Ansicht, Grundriß und Schnitten die monumentale Gesamtanlage der Hallen.

Die Hallen sind als Stahlskelettbauten in genieteteter Bauart ausgeführt, und zwar entsprechend den statischen Berechnungen derart, daß die Stützensaumauerung sich selbst trägt, während die Stahlglieder imstande sind, alle übrigen Belastungen allein aufzunehmen. Die Stahlkonstruktion und die Ausmauerung erhalten in den Frontwänden eine Verkleidung aus Würzburger Muschelkalk, während die Ehrenhalle auch in einem Teil ihrer Innenwände mit Kalkstein verkleidet wird. Die Ausmauerung und die Verkleidung müssen infolge der innigen Verbindung mit dem Stahlskelett der Formänderung der Stahlteile folgen und beteiligen sich daher naturgemäß an der Aufnahme der Belastungen der Stahlstützen im Verhältnis der gegenseitigen Elastizitätswerte. Da Erfahrungen über eine derartige Verkleidung im wesentlichen nur bei Geschoßbauten mit aussteifenden Zwischendecken vorliegen, war dieser Bauweise besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden.

Zunächst mußten die heute bei Geschoßbauten oft verwendeten, verhältnismäßig dünnen Steinplatten von 3 bis 5 cm Dicke ausscheiden, weil sie für die auftretenden Spannungen als ungeeignet angesehen werden mußten. Mangels irgendwelcher Vorschriften über Zugspannungen im Mauerwerk zur Zeit der Entwurfsbearbeitung wurden zur Sicherung der Werksteinverkleidung die einzelnen Bauteile daher so entworfen, daß unter der der Wirklichkeit entsprechenden Annahme einer Beteiligung des Mauerwerks an den Formänderungen der Stahlglieder höhere Zugspannungen als  $15 \text{ kg/cm}^2$  in der im übrigen nur sich selbst tragenden Ausmauerung und Verkleidung nicht auftreten. Die Dicke der Werksteine wurde also unter Berücksichtigung praktischer Gesichtspunkte nach der Höhe der für das Mauerwerk ermittelten Druck- und Zugspannungen jeweils für alle in Frage kommenden Bauteile bemessen. Somit wurden vielfach Werksteine von 10, 15 und 20 cm Dicke verwendet, während bei einzelnen, nur geringen Formänderungen ausgesetzten Wandflächen auch eine Dicke von 6 cm als ausreichend erachtet wurde (Bild 5).

Die Anordnung erfolgte nach dem Versatzplan derart, daß die schwächeren Platten in bestimmten Abständen tiefer greifende Binderschichten von 15 bis 20 cm Dicke erhalten, deren Steine untereinander und mit der Hintermauerung verankert sind und mit ihr einen regelrechten Verband bilden. Im übrigen sind die einzelnen Werksteine, wie üblich, durch Ankerdrähte, die zum Teil durch Bohrlöcher im Steg der

Stahlstützen geführt sind, zum Teil hakenförmig um die Flansche herumgreifen, untereinander und mit der Stahlkonstruktion verbunden und bilden so einschließlich der Hintermauerung mit den Stützen ein einheitliches Ganzes. Da nichtrostendes Material nicht verfügbar war, mußten für die Werksteinverankerung leider verzinkte Stahldrähte verwendet werden.

Wegen der Empfindlichkeit der Werksteinverkleidung gegen Formänderungen des Stahlskeletts wurden, um schädliche Spannungen in der Ausmauerung und seiner Bekleidung zu verhindern, zur Verminderung der Verformung infolge der Windkräfte die Stahlbauteile so bemessen, daß für den Belastungsfall 1 und 2 der Hochbaubestimmungen die zulässige

Spannung für Handelsbaustahl von  $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$  möglichst ausgenutzt ist mit der Einschränkung, daß bei denjenigen Stahlteilen, die in den senkrechten Wänden liegen und die allein oder nur zum Teil durch Windkräfte beansprucht werden, die Spannung infolge Windkräfte allein  $\sigma_w \text{ zul} = 600 \text{ kg/cm}^2$  nicht überschreitet. Da der waagerechte Windrahmen

in der Untergurtebene der Dachbinder der Ehrenhalle mit den Rahmenriegeln in den senkrechten Wänden zusammenwirkt, ist er ebenfalls nach der genannten Festsetzung zu bemessen.

Diese Stahlbauteile dürfen also durch Windkräfte allein nur

bis  $600 \text{ kg/cm}^2$  beansprucht werden, während als Gesamtbeanspruchung aus allen Lasten  $1400 \text{ kg/cm}^2$  zugelassen und nach Möglichkeit ausgenutzt ist. Durch diese Maßnahme hat sich zwar das Stahlgewicht des Bauwerks um wenige Prozent erhöht, jedoch wurde damit eine unvergleichlich höhere Steifigkeit der Konstruktion erzielt, die vor allem der Werksteinverkleidung und damit dem Ansehen des ganzen Bauwerks zugute kommt. Es sei daran erinnert, daß die Vorschriften für Brückenbauten für Windverbandglieder und bei Rahmen, wenn diese nur von Zusatzkräften beansprucht werden, auch eine Spannungsbeschränkung vorschreiben. Übrigens war zur Zeit der Entwurfsbearbeitung und der Werkstatarbeiten von den Vorschriften zur Stahlersparnis und von einer Abänderung der Hochbauvorschriften bezüglich Spannungsänderungen im Stahlbau noch nichts verlautet, die damals sicherlich eine grundlegende Projektänderung zur Folge gehabt hätten.

Bezüglich der Nietanschlüsse der Stäbe, die für  $\sigma_w \text{ zul} = 600 \text{ kg/cm}^2$  bemessen sind, genügte es, da die Verformung von der Spannung im Stabanschluß unabhängig ist, sie für eine zulässige Scherspannung  $0,8 \cdot 1400 = 1120 \text{ kg/cm}^2$  und für einen zulässigen Lochleibungsdruck  $2 \cdot 1400 = 2800 \text{ kg/cm}^2$  zu bemessen. Bei den Stützenstößen wurde



Bild 1. Modellaufnahme.

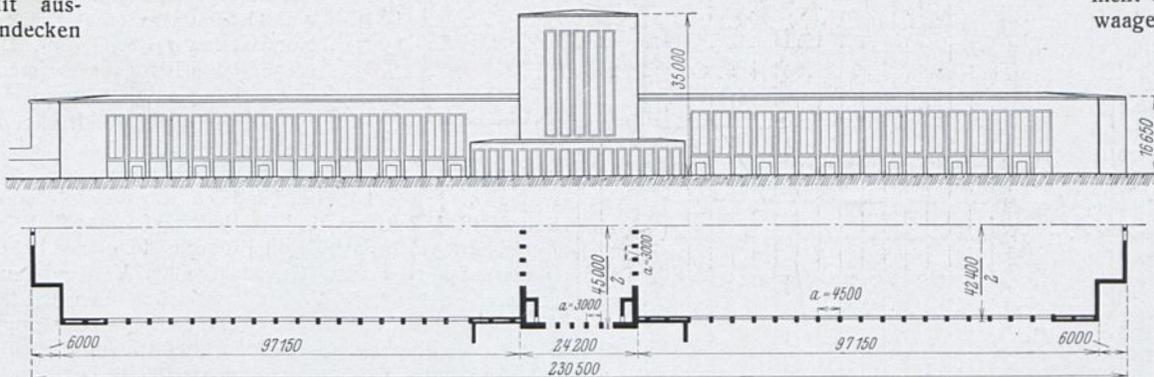


Bild 2. Ansicht und Teilgrundriß der Hallen.

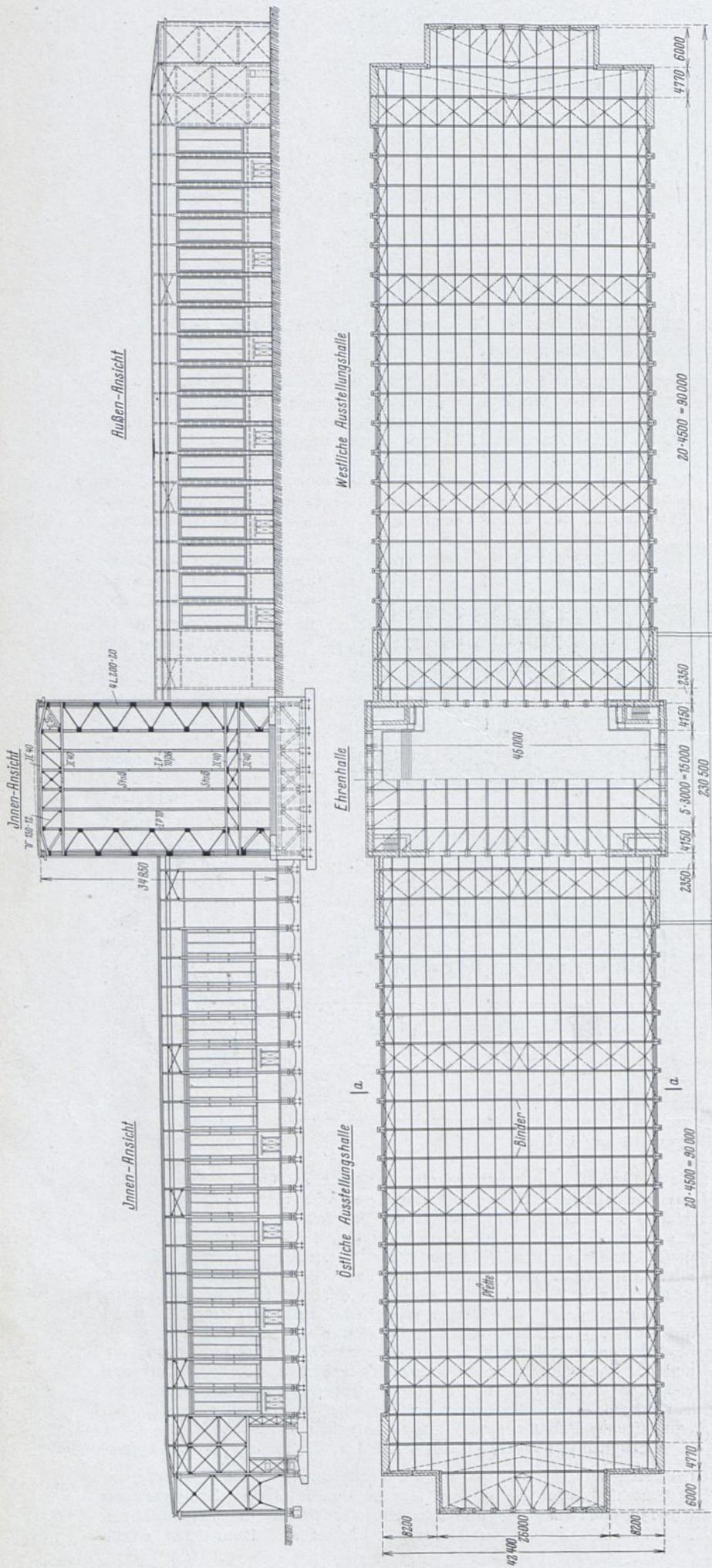


Bild 3. Grundriß und Längsschnitt der Stahlkonstruktion.

natürlich die volle Fläche der zu stoßenden Teile gedeckt. Ebenso wurden die Stöße der Rahmenriegel der Ehrenhalle bemessen.

Im Bestreben, für die Hallen im Rahmen der architektonischen Formgebung eine Bauart mit möglichst geringer Formänderung zu wählen, ergab sich nach den Voruntersuchungen für die Ausführung der Seitenhallen als steifstes System bei zugleich größter Zweckmäßigkeit in der Montage, die Binderstützen in den Fundamenten einzuspannen und die Dachbinder gelenkig auf den Stützenköpfen zu lagern. Die Einspannung der Stützenfüße erfolgte den Windmomenten entsprechend nach Bild 6 in einer durchlaufenden Fundamentgrundplatte etwa 1,80 m unter Gelände. An der Außenseite mußte die Verankerung erheblich stärker sein als an der Innenseite.

Die Außermittigkeit der Stütze in bezug auf die Bodenfuge wurde so bestimmt, daß der Spannungswert der maximalen Bodenpressungen aus den beiden einander entgegengesetzten ungünstigsten Belastungsfällen übereinstimmte. Die Tiefe der Gründungssohle war durch die an der Innenseite der Stützen entlanglaufenden unterirdischen Heiz-, Luft- und Montagekanäle bedingt. Die Fundamentgrundplatte ist als Durchlaufträger längsbewehrt, zur Verteilung auf ihre Breite von 3 m querbewehrt und mit Schwindfugen in den üblichen Abständen versehen.

Bei den Stützen der Seitenhallen liegt für Knicken in der Binder-ebene der 1. Hauptfall nach Euler vor, so daß hier als Knicklänge die doppelte Stablänge von  $2 \cdot 17 = 34$  m zu berücksichtigen war. Für Ausknicken in der Wandebene ist dagegen die durch die hohen Fenster bedingte größte Teillänge von 10,50 m maßgebend. Damit ergab sich für den ungünstigsten Belastungsfall als Stützenprofil IP 80, verstärkt mit vier innen eingienieteten Winkeln  $100 \cdot 100 \cdot 10$ .

Der 41,15 m weit gespannte Dachbinder ist als Fachwerkbinder in üblicher Form mit Doppelwinkeln und Lamelle ausgebildet und auf den Stützenköpfen mittels Knaggen gelenkig gelagert (Bild 7). Damit er frei drehbar dem Formänderungsweg der Stützenköpfe folgen kann, ist das Drempel-mauerwerk mit entsprechenden Aussparungen für die Binderendvertikale versehen und zwischen besonderen, an den Stützenköpfen angeschlossenen Trägerstützen gespannt, so daß es mit dem Binder nicht in Berührung kommt.

Der Binderuntergurt trägt eine begehbare Zwischendecke aus Hohlsteinen, die die Tiefstrahler und die Sprinkleranlage aufzunehmen hat. Für die Ausbildung der kassetenartigen Untersicht wurden die Deckenträger untergehängt. Die Dachhaut ist ebenfalls als Hohlsteindecke über die Pfetten gespannt. Die Bemessung des Binders erfolgte für eine Gesamtlast einschl. Schnee, Eigengewicht und Nutzlast von  $q = 500 \text{ kg/m}^2$ . Die errechnete Durchbiegung von 10cm wurde durch eine entsprechende Überhöhung ausgeglichen.

Die waagerechten Dachverbände aus einfachen, kleinen Winkelprofilen dienen als Richtverbände und wurden in die Ebene des flach geneigten Binderobergurtes gelegt, und zwar je ein Längsverband an der Vorder- und der Rückfront der Seitenhallen entlang und in jedem 5. oder 6. Feld ein Querverband zwischen zwei benachbarten Bindern. In diesen Feldern ist zwischen den Binderendpfosten auch ein senkrechtches Verbandkreuz angeordnet. Ein weiterer senkrechter Verband zwischen den Binderstützen diente als Montageverband und wurde mit Fortschreiten der gruppenweise montierten Stützen wiederverwendet und schließlich im Endfeld, das an die Ehrenhalle stößt, zur Längsaussteifung der Halle belassen.

Während der Wind auf ein normales Binderfeld durch die unten eingespannten Stützen unmittelbar in die Fundamente geleitet wird, waren bei den Giebelwänden hierzu besondere Verbände nötig. Die Stützen der Giebelwand sind je nach ihrer Aufgabe unten eingespannt oder mit normalem Fußgelenk ausgebildet und lehnen sich oben gegen einen kräftigen Dachverband, der seinen Auflagerdruck durch die mit entsprechenden Winkelkreuzen versehenen Längswandteile in die Gründung abgibt. Auch die anschließenden beiden Endfelder der Hallenlängswände sind durch Winkelkreuze ausgesteift, wobei auf Luftkanal- und Toröffnungen Rücksicht genommen werden mußte. An der Rückfront der Osthalle wurde die Abfangung einer Binderstütze über einer 6 m breiten Toröffnung nötig; für den Durchgang zum Anschlußbau an die vorhandene Halle VIII mußte die östliche Giebelwand in fast ganzer Breite durch einen besonderen Fachwerkträger abgefangen werden.

Der nach Osten anschließende Verbindungsbau stößt stumpfwinklig an die bestehende Halle VIII und erforderte nach Abriß des Endbinders der Halle VIII die Anordnung eines besonderen Zwischenbinders in der Schnittachse der beiden Bauten auf in Einzelfundamenten eingespannten Stützen.

Die Aufstellung der montagefertig gelieferten Stützen erfolgte bei der westlichen Seitenhalle durch einfache Standmaste mit Handwinden (Bild 8), bei der anderen durch Schwenkmaste mit Motorwinden, gruppenweise nach der Ehrenhalle zu fortschreitend. Die Einspannung der Stützen in den Fundamenten erübrigte nach dem Absetzen und nach dem Anziehen

der Ankermuttern jede Abseilung, so daß die Montage bei beiden Hallen rasch und ohne Zwischenfälle vonstatten ging. Nach der Verschraubung der Sturz- und Brüstungsträger wurde dann wieder gruppenweise Binder um Binder, jeder in drei Teilen an seinem Stützenpaar angeliefert, am Boden in den Stößen vernietet, an den Stützen hochgezogen und durch Verbände, Pletten und Deckenträger festgelegt.

Mußte schon bei der Bauart und der Bemessung der 17 m hohen Seitenhallen auf die Windkräfte besondere Rücksicht genommen werden, so waren bei der ebenfalls ohne aussteifende Geschoßdecken ausgebildeten Ehrenhalle mit 39 m hohen Stützen und einer Firsthöhe von mehr als 35 m über Gelände diese Kräfte und die durch sie möglichen Verformungen ausschlaggebend. Das eingangs über die Ausmauerung und die innere und äußere Verkleidung Gesagte erforderte hier also besondere Beachtung.

Die Auswahl des Systems wurde, wie bei einem derartigen Repräsentativbau nicht anders möglich, durch architektonische Belange entscheidend mitbestimmt. Der Stützenabstand von 3 m war durch die Fensterteilung gegeben, die großen Fensterhöhen ohne statisch wirksame Queraussteifung waren für die Knick-

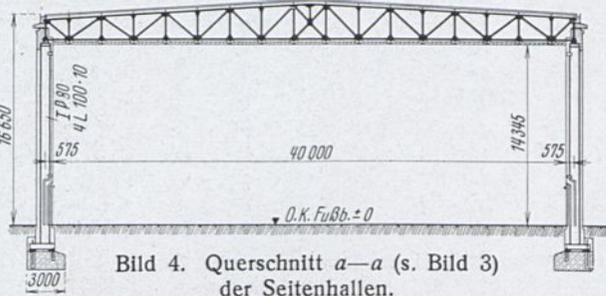


Bild 4. Querschnitt a-a (s. Bild 3) der Seitenhallen.

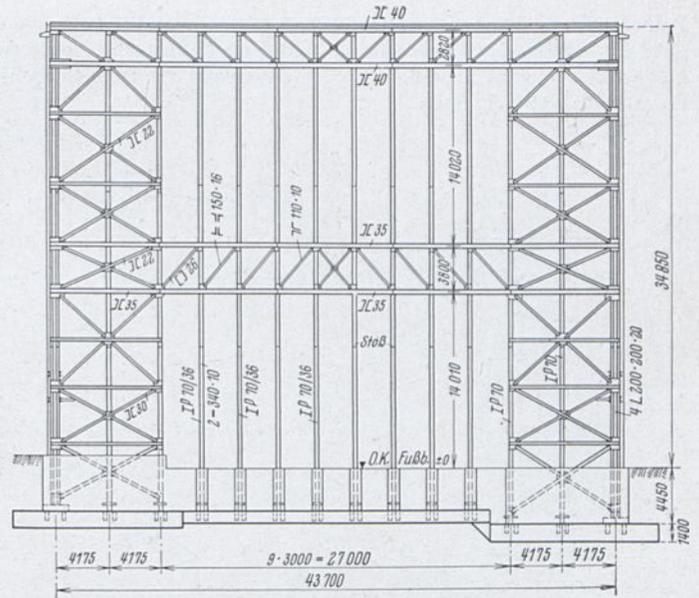


Bild 4a. Schnitt der Ehrenhalle.

Seitenwände leiten dann die in der Vorder- und Rückfront angeordneten senkrechten Fachwerkranken in die Fundamente, während der Wind auf die rd. 24 m breiten Frontwände von den senkrechten Rahmen in den Seitenwänden aufgenommen wird.

Die Dachbinder sind auf den Stützen der Seitenwände gelenkig gelagert. Sie wirken gegen die Gurte des senkrechten Rahmenriegels recht feingliedrig und sind nach den gleichen Gesichtspunkten ausgebildet wie die der Seitenhallen (Bild 10). Ihr erster Untergurtstab dient gleichzeitig als Pfosten des waagerechten Windrahmens, der somit auch zum Deckenträger der Abschlußdecke wird. Der Außengurt des waagerechten Windrahmens wird durch die Untergurte der oberen Rahmenriegel der senkrechten Rahmen gebildet, bei deren Bemessung auf diese Zusatzkraft Rücksicht zu nehmen war.

Für die Aufnahme des Winddrucks auf die Frontwände durch die Seitenwandrahmen stand außer dem oberen, über den seitlichen Fenstern liegenden Riegel von 2,85 m Systemhöhe noch ein Fachwerkzwischenriegel zur Verfügung, dessen Lage und Höhe mit 3,80 m durch den Dachbinder der anschließenden Seitenhalle und durch die Fensterteilung bestimmt wird. Die Gurte der Rahmenriegel bestehen aus  $\square$ -Profilen, je nach den Momenten  $\square$  40 bzw.  $\square$  35, in deren Spreizung die Breitflanschprofile IP 70 der Rahmenstiele und der Zwischenstützen hineinpassen, die gleichzeitig als Riegelvertikalen dienen. Für die Streben der Rahmenriegel reichten im allgemeinen entsprechend den Querkraften doppelte, gleichschenklige Winkel aus, nur die unter den beiden äußeren Fensteröffnungen liegenden Diagonalen des mittleren Rahmenriegels mußten wegen des unten beschriebenen Einflusses der Zwischenstützen auf den mittleren Riegel aus  $2 \square 26$  bzw. aus stärkeren Winkeln gebildet werden. Die Rahmenstiele des Seitenwandrahmens bestehen aus drei Einzelstützen, die durch gekreuzte steife Diagonalen, je nach der Querkraft  $2 \square 22$  bis  $2 \square 30$ , verstrebt sind. Die vier Eckstützen des

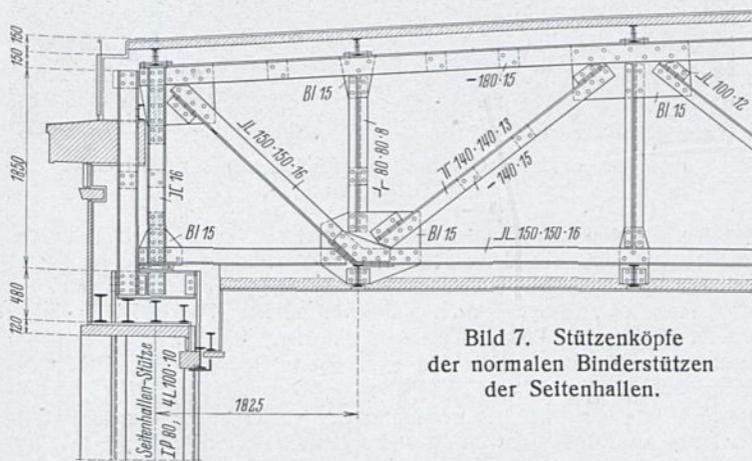


Bild 7. Stützenköpfe der normalen Binderstützen der Seitenhallen.

längen der Stützen ebenso bestimmend wie für die Anordnung der unten erwähnten Riegel in den Außenwänden. Nach eingehenden Voruntersuchungen wurde ein Rahmenbau der folgenden Wirkungsweise gewählt (Bild 9).

Die Zwischenstützen, die wie alle Stützen dieser Halle fest in den Fundamenten eingespannt sind, lehnen sich mit ihren Köpfen gegen einen allseitig geschlossenen waagerechten Windrahmen, der in der Untergurtebene der Dachbinder liegt und ringsum parallel zu den Außenwänden verläuft. Den Winddruck auf die 45 m breiten

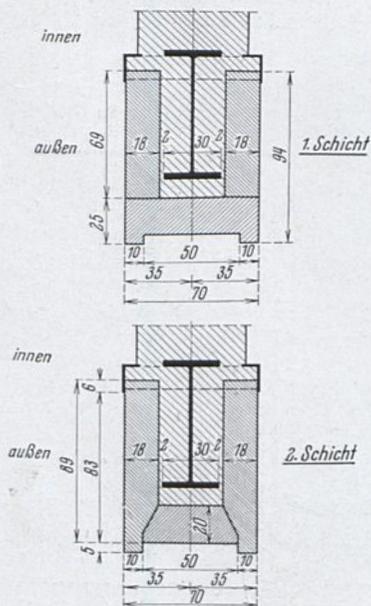


Bild 5. Werksteinverkleidung und Ausmauerung einer Zwischenstütze der Ehrenhalle.



Bild 8. Aufstellung der Seitenhallenstützen mit dem Schwenkmast.

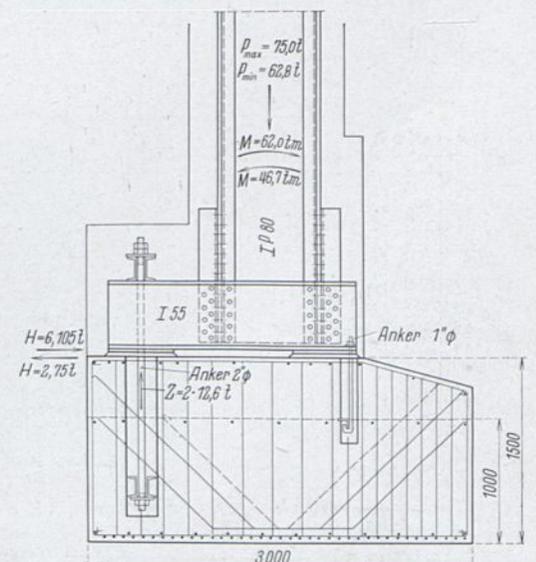


Bild 6. Verankerung der normalen Binderstützen der Seitenhallen.

Bauwerks sind als gegliederte Stützen aus je vier Winkeln 200 · 200 · 20 gebildet, da sie als in zwei Ebenen wirksame Rahmenstiele gute Anschlußmöglichkeit sowohl in Richtung der Seitenwand als auch in Richtung der Frontwand bieten müssen.

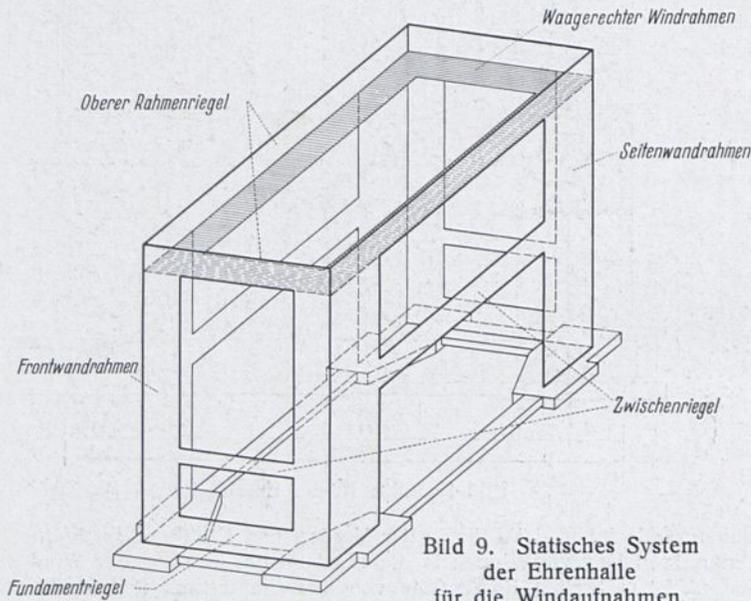


Bild 9. Statisches System der Ehrenhalle für die Windaufnahmen.

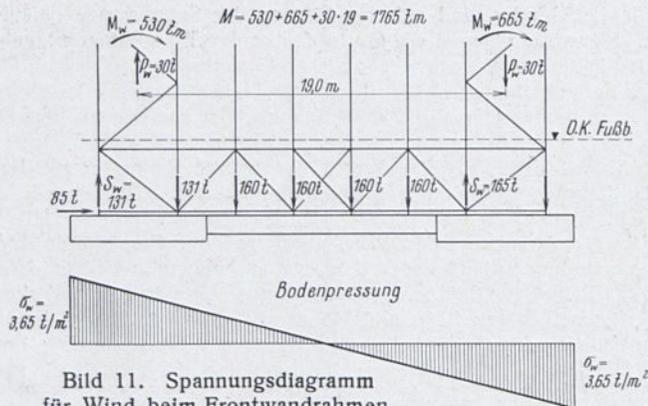


Bild 11. Spannungsdiagramm für Wind beim Frontwandrahmen.

Bei der Festsetzung der Knicklängen der Zwischenstützen der Seitenwand war für das Ausknicken über die X-Achse der Abstand von Oberfläche Fundament bis zum waagerechten Windrahmen in der Untergurtebene des Dachbinders maßgebend. Die Einspannung im Fundament wurde nach Euler durch eine Ermäßigung der Knicklänge um  $\frac{1}{4}$  berücksichtigt, so daß sich eine Knicklänge  $s_{k,x}$  von 27,3 m ergab. Für das Ausknicken über die Y-Achse, also in der Seitenwandebene, waren die Systemmitten der Rahmenriegel maßgebend. Die beiderseitigen Einspannungen im Fundament und in den Riegeln wurden durch Ermäßigung

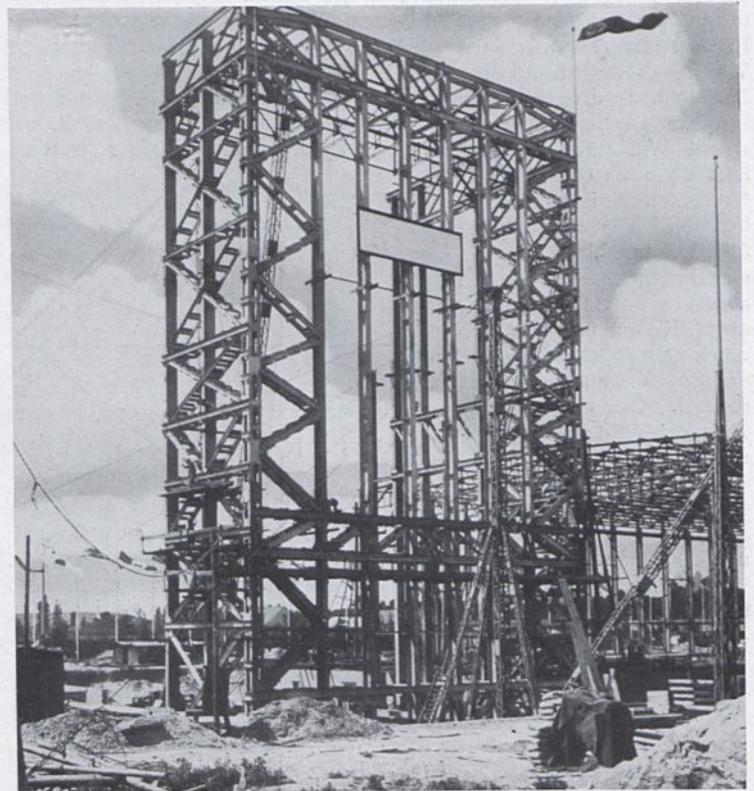


Bild 10. Frontwandrahmen und Dachbinder der Ehrenhalle mit Zwischenstützen.

der Knicklängen um die Hälfte berücksichtigt, so daß sich hier zwei Einzelknicklängen von 9 und 10 m ergaben. Hierfür reichte im unteren Teil der Zwischenstützen zwischen mittlerem Riegel und Fundament IP 70 nicht mehr aus, vielmehr wurden die verbreiterten Profile IP 70 · 36 der Ilse der Hütte, Abt. Peiner Walzwerk, erforderlich. Die erste Zwischenstütze der Seitenwand, die auf den inneren Rahmenstiel folgt, mußte jedoch außerdem über den Bereich der  $\omega_y$ -Werte mit  $2 \times 360 \cdot 8$  verstärkt werden, wie sich bei der rechnerischen Verfolgung der gegenseitigen Einflüsse von Zwischenstützen und Rahmen der Seitenwand bei Wind auf die Frontwand ergab. Denn durch die starre Verbindung von Zwischenpfeiler und mittlerem Rahmenriegel wird die Durchbiegung des Riegels als Glied des Rahmens wirksam gehemmt. Die dadurch erhöhte Steifigkeit des mittleren Riegels bedeutet eine Entlastung der Rahmenstiele, jedoch andererseits eine größere Beanspruchung des Riegels und zugleich eine zuzügliche Normalbelastung der entsprechenden Zwischenstützen.

Für die Frontwandrahmen, die den Winddruck auf die 45 m breite Seitenwand in die Fundamente überzuleiten haben, wurde bei den gegebenen Abmessungen das System der Seitenwandrahmen im Prinzip beibehalten. Jedoch wurde die Einspannungsebene der Rahmenstiele durch die Anordnung eines besonderen stählernen Fundamentriegels um rd. 3,5 m nach oben verlegt. Die Riegel bestehen auch hier aus kräftigen

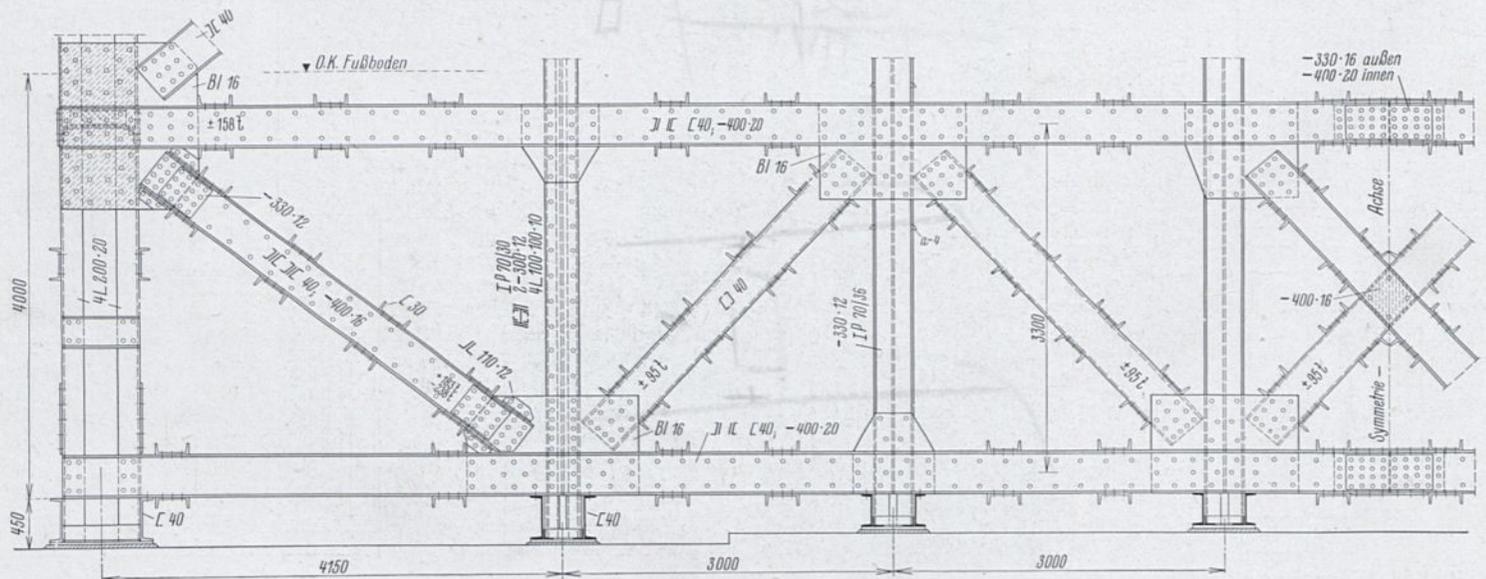


Bild 12. Fundamentriegel der Frontwandrahmen der Ehrenhalle.

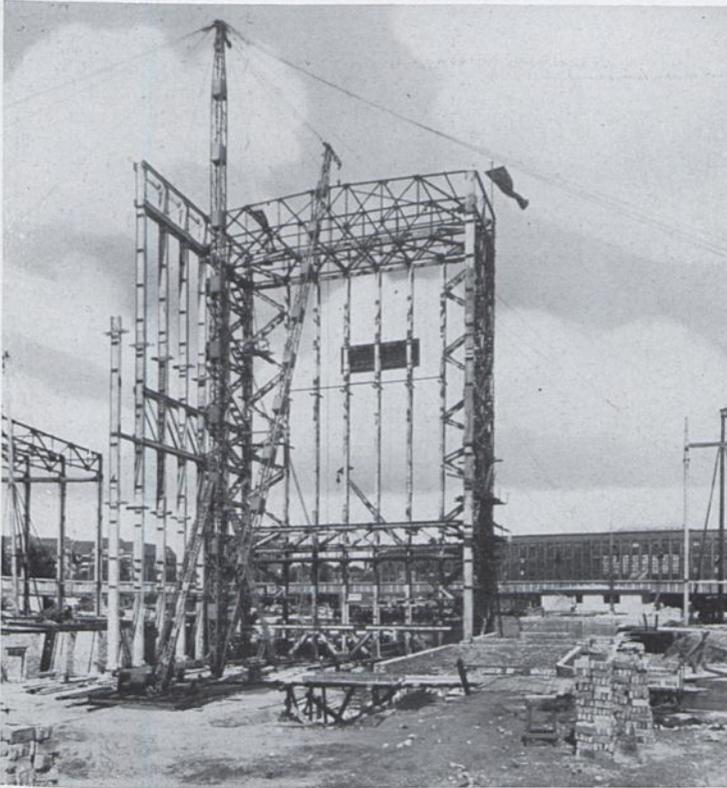


Bild 13.

Montage der Ehrenhalle mit dem 42 m hohen Schwenkmast.

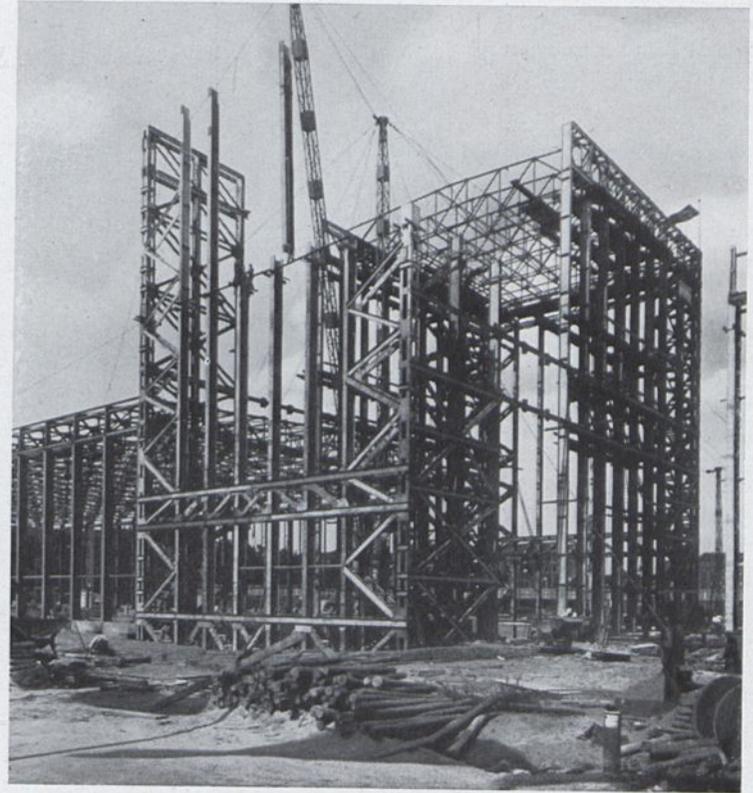


Bild 14.

Einfädeln eines Stützenoberteils in der Rückfront der Ehrenhalle.

C-Profilen mit 70 cm Spreizung für die Peiner Stützen, die gleichzeitig die Rahmenpfosten darstellen.

Die Lage und Höhe des Zwischenriegels war durch die Anbauten und die Fensterteilung gegeben, in der Vorderfront durch die Vorhalle, in der Rückfront durch die geplanten Erweiterungsbauten für einen anschließenden Festsaal, also in verschiedenen Höhen untereinander und in anderer Höhe als die Zwischenriegel des Seitenwandrahmens. Der obere Riegel hat wieder eine Systemhöhe von 2,85 m, seine Gurte  $\square \square 40$  sind im Obergurt zur gegliederten Eckstütze etwas herabgezogen, um die rechtwinklig zu ihnen anschließenden Obergurte des Seitenwandriegels vorbeizulassen. Seine Diagonalen bestehen den Kräften entsprechend aus Doppelwinkeln, in der Rahmenecke aus  $2 \square 32$ .

Der mittlere Rahmenriegel hat eine Systemhöhe von 2 m, sein Gurt ein Grundprofil von  $2 \square 40$ , die Diagonalen bestehen aus Doppelwinkeln und in den Rahmenecken aus  $2 \square 40$  mit Beilage. Wegen des auch hier verfolgten Einflusses der Zwischenstützen auf die Steifigkeit des Rahmenriegels und die dadurch bewirkte größere Beanspruchung mußten an den Riegelenden sowohl die Gurte als auch die Diagonalen mit Verstärkungsblechen versehen werden.

Übrigens ist, wie bei dem mittleren Riegel der Seitenwand, der Untergurt des Zwischenriegels über den Fensterausparungen als Sturzträger zusätzlich belastet.

Der Fundamentriegel verteilt die gesamten in einer Richtung wirkenden Windmomente von 1765 tm auf die Fundamentkörper der Frontwand, die nun durch den Riegel so verbunden sind, daß sie für die Windeinflüsse als ein zusammenhängender Gründungskörper wirken (Bild 11).

Für die Bemessung des Fundamentriegels (Bild 12) waren die Kräfte infolge Wind natürlich ausschlaggebend. Seine Systemhöhe beträgt 3,30 m, sein Gurtquerschnitt, der für ein Moment von 522 tm

zu bemessen war, besteht wieder aus  $2 \square 40$  mit außen auf den Steg aufgelegten Blechen von 20 mm Dicke.

Für die Diagonalen waren  $2 \square 40$  erforderlich, für die Eckdiagonalen, die zugleich Diagonalen der Rahmenstütze sind, mußten sogar wegen der großen Querkraft  $4 \square 40 + 2 \square 400 \cdot 16$  gewählt werden. Um die als Riegelpfosten dienenden Stützen der Zwischenpfeiler nicht zusätzlich aus den Querkraften des Fundamentriegels zu belasten, wurde auch hier, wie bei den übrigen Rahmenriegeln, in Riegelmitte ein Strebenkreuz angeordnet.

Der Rahmenstiel, der ein Windmoment von 665 tm abzugeben hat, ist zweiteilig: außen die gegliederte Eckstütze, innen IP 70, im unteren Teil bis etwa 1 m über dem Fundamentriegel verstärkt durch zwei Bleche und durch vier innen eingekietete Winkel.

Die vier Zwischenstützen der Frontwand haben unter Beachtung der verschiedenen Einspannungen in der erwähnten Weise Knicklängen von  $s_{k_x} = 27,3$  m und  $s_{k_y} = 13,5$  bzw. 5,25 m, so daß durchweg die verbreiterten IP 70 · 36 der Ilseder Hütte als Grundprofil zum Einbau gelangen mußten. — Übrigens war bei der Bemessung der einzelnen Stützen dieses Baues die Untersuchung bezüglich der knicksicheren Ausbildung der gedrückten Gurtung unerlässlich.

Um den bei einer Verschraubung auftretenden Schlupf auszuschalten, wurden bei der Ehrenhalle alle Fachwerkstäbe der waagerechten und senkrechten Windrahmen in den Knotenpunkten durch Nietung angeschlossen. Die gegliederten Gurtstäbe der oberen Rahmenriegel wurden mit Rücksicht auf den außermittigen Anschluß des waagerechten Windrahmens am Riegeluntergurt durch Winkel diagonalen und -pfosten vergittert. Die Gurte der mittleren und unteren Rahmenriegel sowie die Diagonalen und Pfosten der Rahmenstiele wurden mit Traversen  $\square 30$  in den

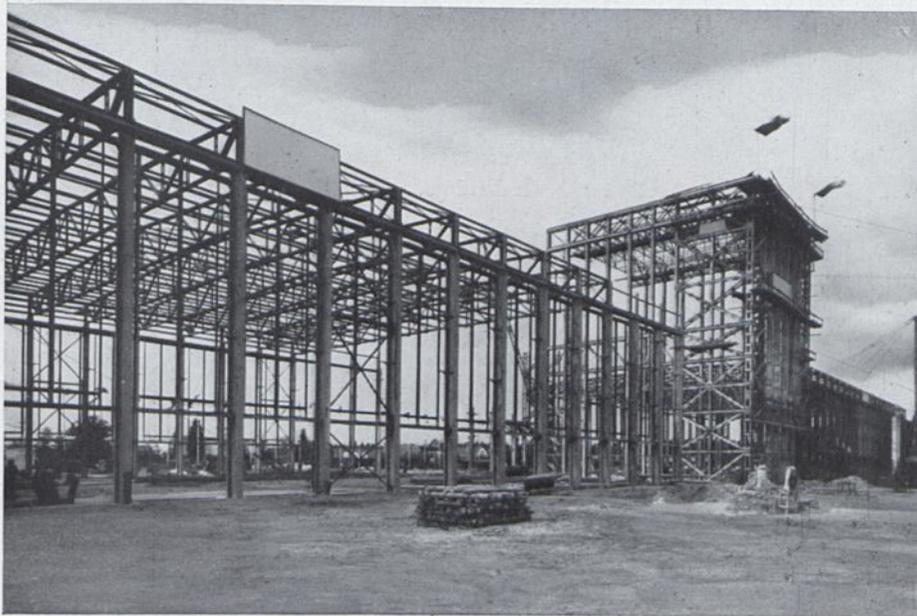


Bild 15. Gesamtbild. August 1936.

für die Knicksicherheit erforderlichen Abständen der Einzelstäbe versehen.

Auch die Fenstersprossen mußten wegen ihrer Schlankheit in die Berechnung einbezogen werden. Die Hauptfenster der Ehrenhalle sind 22,43 m im Lichten hoch und 2,26 m im Lichten breit. Jedes Fenster ist durch zwei senkrechte Längsprossen und durch sieben waagerechte Quersprossen unterteilt. Als statisch wirksame Queraussteifungen für die Stützenpfeiler können die waagerechten Sprossen nicht herangezogen werden. Die Bemessung der Sprossen erfolgte so, daß die senkrechten, 2,80 m hohen Zwischensprossen in ihrem Anschlußpunkt an die waagerechten Sprossen gegen seitliches Ausweichen gehalten sind, so daß sie für die lotrechten Lasten mit  $s_k = 2,80$  m sowie für das auf sie entfallende Windmoment berechnet sind. Die waagerechten Sprossen sind ebenfalls auf Biegung durch den auf sie entfallenden Winddruck bzw. für die in der gleichen Richtung wirkenden Einzellasten in den Anschlußpunkten der senkrechten Sprossen bemessen. Maßgebend war bei den senkrechten Sprossen die Bedingung, daß Stäbe mit einem Schlankheitsgrad  $> 250$  nicht verwendet werden dürfen.

Wegen der benachbarten Seitenhallenfundamente war für die vier Eckfundamente der Ehrenhalle, die jeweils zwei aneinanderstoßende Rahmenstiele und das in der Ecke liegende, bis zum Dachbinder reichende gemauerte Treppenhaus aufnehmen, der Raum beengt. Massenschwerpunkt des Aufgehenden und Schwerpunkt der Grundfläche wurden zur Dekkung gebracht, so daß für ständige Last eine gleichmäßige Bodenpressung erreicht wurde. Jedes Eckfundament erforderte bei 1,40 m Höhe eine Grundfläche von 90 m<sup>2</sup>, die

Längsverteilung übernimmt die in 2 m Dicke ausbetonierte Fundamentwand von 4 m Höhe, die Querverteilung erfolgte durch eine teilweise kreuzweise Bewehrung. Die zwischen den Eckfundamenten liegenden durchlaufenden 2,50 m breiten Fundamentbankette der Zwischenstützen der Seitenwand sind längsbewehrt und mit Berücksichtigung der Ankerzugkraft querbewehrt. Sie stoßen stumpf gegen die Eckfundamente.

Die 39 m hohen Stützen der Ehrenhalle wurden in drei annähernd gleich langen Einzelstücken angeliefert. Demgemäß erfolgte die Montage in drei Schüssen mit Hilfe eines 42 m hohen Schwenkmastes, der in der Mitte der Ehrenhalle auf der Kellersohle stand (Bild 13). Beginnend mit dem Unter-

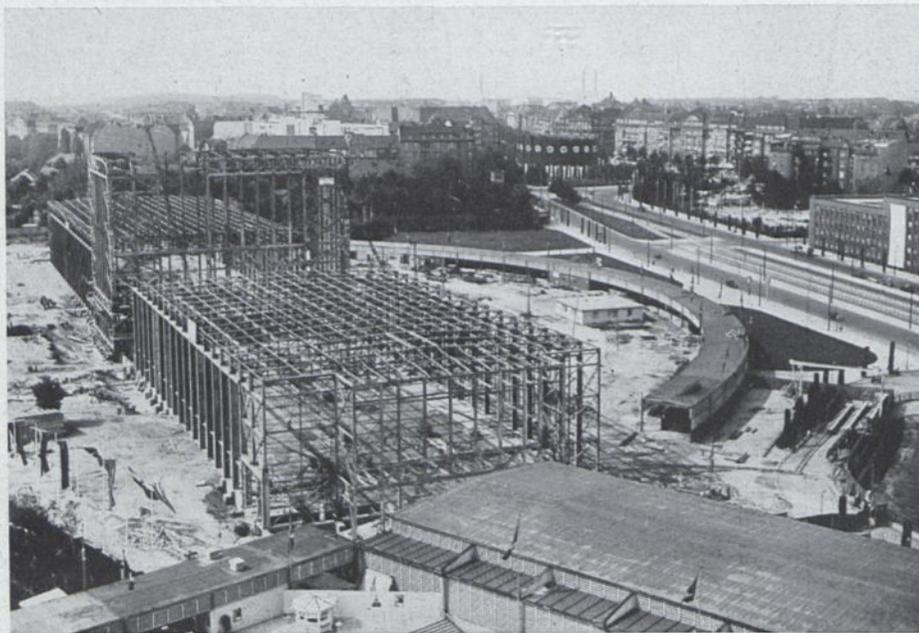


Bild 16. Blick vom Funkturm auf die Halle. Im Vordergrund die vorhandene Halle VIII.

Abschlußdeckenträger haben an jedem Stoß 2 mm Spiel. Ihre Verbindung mit der Ehrenhalle erfolgte durch Langlochanschluß für eine Verschiebung von  $\pm 5$  cm derart, daß sich die Dachhaut und die Abschlußdecke frei verschieblich in einem waagerechten Schlitz in der Ausmauerung der Ehrenhalle bewegen können. Die Ausmauerung der aufgehenden Wände hat beim Anschluß der Seitenhalle an die Ehrenhalle eine Dehnfuge dadurch erhalten, daß die Verzahnung in Trockenmauerwerk hergestellt wurde.

Das Stahlgewicht für eine Seitenhalle beträgt rund 1000 t, das der Ehrenhalle ebensoviel. Hinzu treten noch die Gewichte für den Anschlußbau an die vorhandene Halle VIII und für eine kleinere Vorhalle zur

Ehrenhalle, die als einfacher Trägerbau mit Stützen und Geschoßdecken ausgebildet wird.

Der Entwurf ist von der Haupthochbauverwaltung der Stadt Berlin — Stadtbaudirektor Dr.-Ing. Rendschmidt — in der Entwurfsabteilung — Magistratsoberbaurat Ermisch — aufgestellt. Die Bauleitung unterstand Magistratsoberbaurat Hellwig. Die Festsetzung der Bemessungsgrundlagen für die Stahlkonstruktion erfolgte unter Hinzuziehung des Brückenbauamtes der Stadt Berlin. Die Lieferung und Aufstellung der Stahlkonstruktion erfolgte durch eine Firmengemeinschaft, bestehend aus den Firmen Steffens & Nölle

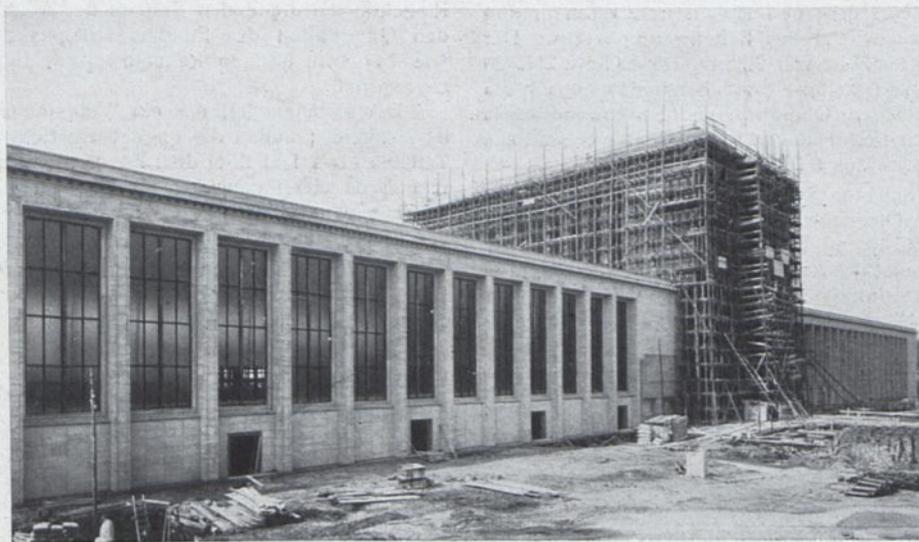


Bild 17. Gesamtbild. April 1937.

A.-G., Berlin-Tempelhof (Ehrenhalle), Berliner Stahlbau G. m. b. H., Berlin-Lichtenberg (eine Seitenhalle), J. Gollnow & Sohn, Stettin (eine Seitenhalle). Von einem Gemeinschaftsbüro dieser Stahlbauunternehmen wurden auch die Werkstattzeichnungen angefertigt. Mit der Berechnung und Entwicklung der Bauten war das Technische Büro für Ingenieurbauten des Regierungsbaumeisters Bruno Schulz, Berlin-Grünwald, betraut, dem auch die Prüfung der Werkzeichnungen oblag.

## Großgarage der N. S. D. A. P. in München.

Von Dipl.-Ing. H. Bussemer und Ing. E. Zgorzelski.

Der Heimatbahnhof des Hilfszuges Bayern und des Reichsautozuges Deutschland besitzt eine Kraftwagenhalle, die wegen ihrer ungewöhnlichen Abmessungen Beachtung verdient (Bild 1). Die Halle ist dazu bestimmt, einen Kraftwagenzug von 40 Einheiten mit den dazugehörigen Magazinen, Ersatzteillagern und Büroräumen aufzunehmen. Durch diese Forderung war die Größe der Halle eindeutig festgelegt.

Das in 363 t Flußstahl St 37 hergestellte Bauwerk besitzt eine Gesamtlänge von 184 m bei einer Breite von 26 m. Der eigentliche Kraftwagenraum ist 160 m lang; an beiden Enden sind Anbauten von je 12 m Länge vorgesehen, welche die obenerwähnten Nebenräume aufnehmen (Bild 2). Der Kraftwagenraum selbst ist wiederum durch ein Stein dicke Zwischenwände in fünf Einzelhallen von je 32 m Länge unterteilt. Diesen Zwischenwänden kommt keinerlei tragende Bedeutung zu, sie dienen lediglich als Brandmauern. Die Wände dagegen, die den Kraftwagenraum gegen die Anbauten abschließen, sind, wie später noch erwähnt wird, als tragende Wände ausgebildet.

Stahlkonstruktion ausgeführt, während die Wände in Massivmauerwerk hergestellt wurden.

Die Dachhaut des gesamten Gebäudes besteht aus Stegblech mit einer doppelten Papplage.

Die Grundrißaufteilung der Halle zeigt zehn Binderfelder mit einem Binderabstand von je 16 m. An den Enden stehen, wie oben erwähnt, die massiven Wände der Anbauten, dazwischen neun 25 m weit gestützte Rahmenbinder. Die Binder sind vollwandige Zweigelenrahmen in

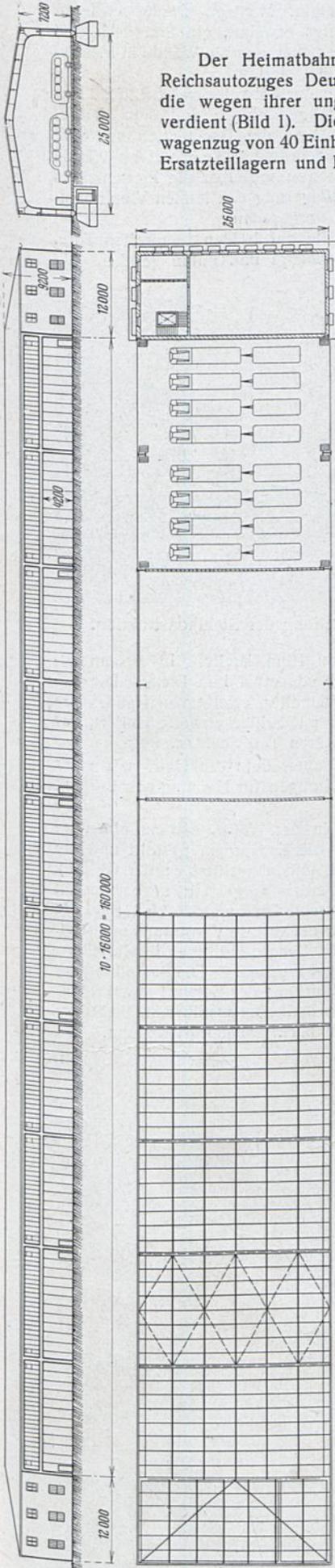


Bild 2. Ansicht, Querschnitt und Grundriß der Garage.

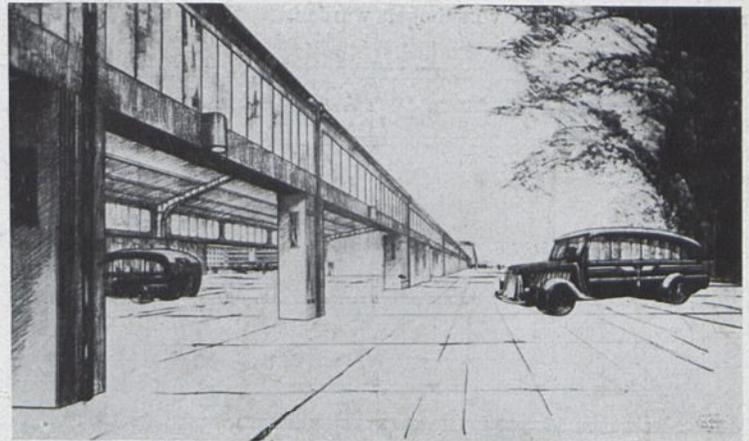


Bild 1. Ansicht der Garage (Entwurf).

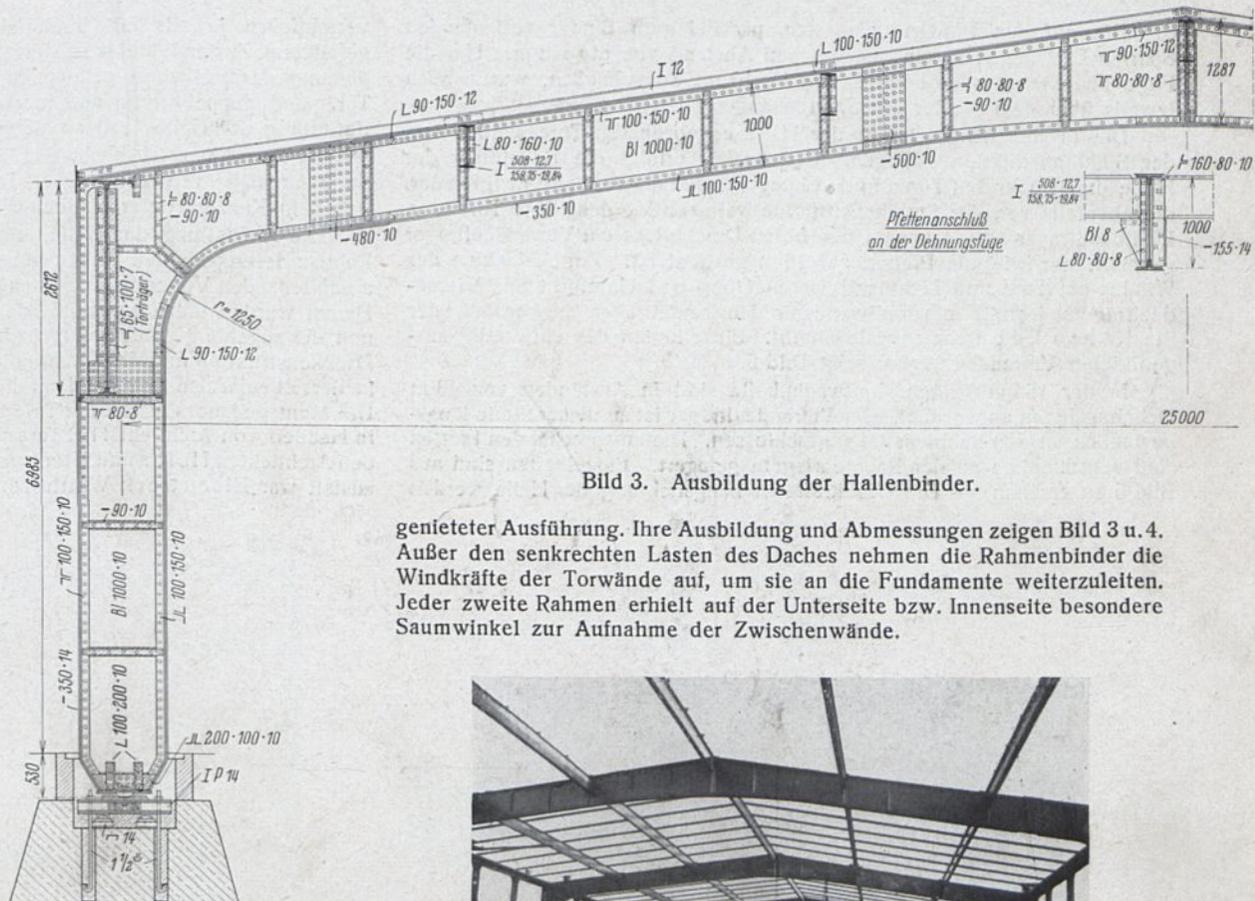


Bild 3. Ausbildung der Hallenbinder.

genietetem Ausführung. Ihre Ausbildung und Abmessungen zeigen Bild 3 u. 4. Außer den senkrechten Lasten des Daches nehmen die Rahmenbinder die Windkräfte der Torwände auf, um sie an die Fundamente weiterzuleiten. Jeder zweite Rahmen erhielt auf der Unterseite bzw. Innenseite besondere Saumwinkel zur Aufnahme der Zwischenwände.

Besonders beachtenswert ist, daß die Halle an beiden Langseiten Tore besitzt, so daß die Kraftwagen beiderseits ein- und ausfahren können.

Die Halle ist mit Ausnahme der Anbauten ein reiner Stahlbau. Bei den Anbauten wurde nur das Dach und die Zwischendecke in



Bild 4. Die Stahlkonstruktion nach beendeter Aufstellung.

Bei der Ausbildung der Rahmenfundamente wurde auf ein bequemes Ausrichten der Stiele während der Montage durch Anordnung einer besonderen Zwischenkonstruktion für den Rahmenfuß weitestgehend Rücksicht genommen. Diese Zwischenkonstruktion wurde nach erfolgter Montage und dem Ausrichten der Halle vergossen (Bild 3).

Die Dachkonstruktion über den Rahmenbindern besteht aus Stahlpfetten und Stahlsparren, von denen die letzteren die Dachhaut tragen. Für die 16 m weit gestützten, in einem Abstand von 4,25 m liegenden Pfetten wurde ein I-Walzträger von 508 mm Höhe gewählt. Die Pfetten wirken statisch als Träger auf zwei Stützen. Da bei der im Verhältnis zur Stützweite äußerst niedrigen Trägerhöhe die Durchbiegung aus ständiger Last sichtbare Werte annehmen mußte, erhielten die Pfetten eine Überhöhung, indem sie um das Maß der rechnerischen Durchbiegung aus ständiger Last nach oben vorgebogen wurden.

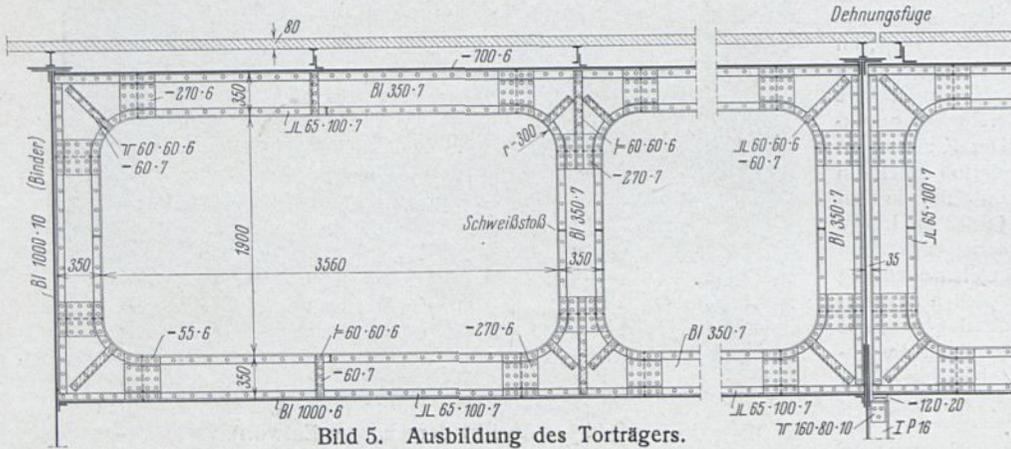


Bild 5. Ausbildung des Torträger.

Die auf den Pfetten gelagerten, parallel zum Binder verlaufenden Sparren I 12 liegen in einem seitlichen Abstand von etwa 2 m. Um die Fuge zwischen Binderobergurt und Dachhaut zu schließen, wurde auch jeweils über dem Binder ein Sparren angeordnet.

Die in den Längswänden der Halle angeordneten Tore werden von der Stahlkonstruktion getragen. Gleichzeitig erfolgt die Belichtung der Halle durch über den Toren in den Längswänden angeordnete Lichtbänder, die ebenfalls von der Stahlkonstruktion getragen werden. Als Tor- bzw. Lichtbandträger wurde wegen des freien Durchblicks ein Vierendeelträger gewählt, der wie die Pfetten auf 16 m gestützt ist. Zur Aufnahme des Windes auf Tore und Lichtband ist an Ober- und Untergurt des Vierendeelträgers jeweils ein vollwandiger Horizontalträger angeordnet, der die Kräfte an die Rahmenstiele abgibt. Einzelheiten des einwandig ausgebildeten Vierendeelträgers zeigt Bild 5.

In der 160 m langen Kraftwagenhalle sind in Abständen von 48 m Dehnungsfugen angeordnet. Der Vierendeelträger ist an dieser Stelle längsbeweglich an den Rahmenstiel angeschlossen. Die entsprechenden Pfetten sind verschieblich an den Rahmenriegeln gelagert. Einzelheiten sind aus Bild 5 zu ersehen. — Die Windkräfte in Längsrichtung der Halle werden

von den Anbauten aufgenommen. Ein während der Aufstellung im Dach angeordneter Verband wurde nach erfolgter Montage wieder entfernt.

Die Anbauten besitzen, wie eingangs erwähnt, ein Stahldach und eine Stampfbetondecke zwischen I-Trägern, während die Wände in Massivmauerwerk als tragende Wände ausgebildet sind.

Die Ausbildung der Dachkonstruktion der Anbauten zeigt Bild 2. Das Dach besitzt einen Walm. Die vollwandigen Binder sind dem Verlauf der Dachknicklinie angepaßt. Zur Aufnahme der Dachplatten am Grat ist eine besondere Gratzwischenpfette angeordnet. Die massiven Wände der Anbauten auf der Hallenseite nehmen unmittelbar die Pfettenlasten aus dem Hallenendfeld auf. Für die Auflagerung des letzten Vierendeelträgers dagegen sind besondere Stützen vorgesehen.

Wie schon erwähnt, besitzt die Halle auf beiden Langseiten Tore. Die 16teiligen Falttore sind oben aufgehängt und unten geführt. Sie

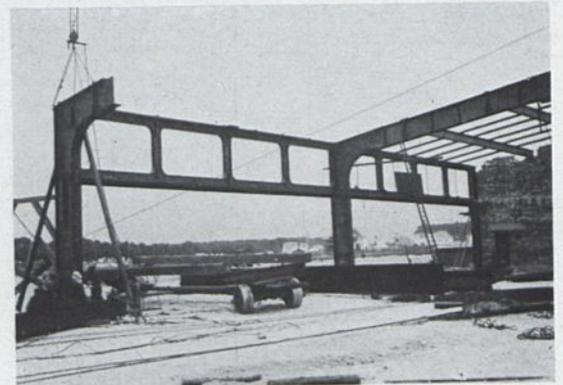


Bild 6. Aufstellung der Stahlkonstruktion.

verschließen jeweils ein Binderfeld von 16 m Breite. In zusammengefaltetem Zustand bilden sie ein Paket von etwa 1 m Dicke. Die Bedienung der paarweise gekoppelten Torlamellen erfolgt von Hand. Die Tore sind doppelwandig und feuersicher mit Schlackenwolle isoliert, zur Entlüftung der Halle besitzen sie im unteren Teil Schlitze.

Zu erwähnen ist noch, daß zum Feuerschutz die Halle mit einer Sprinkleranlage versehen wurde. Die Leitungen für Heizung und Lüftung liegen in Kanälen unter Hallenflur.

Die Aufstellung der Halle erfolgte in der Weise, daß an einen im Rohbau fertiggestellten Anbau zunächst die Endstützen gestellt und die anschließenden Vierendeelträger angebaut und abgestützt wurden (Bild 6). Darauf wurden die Rahmenfüße des 1. Binders aufgestellt, angeschlossen und der zugehörige Riegel eingebaut. Anschließend wurden im 1. Feld die Dachkonstruktion und die Konstruktion für die kittlose Verglasung montiert. In derselben Weise erfolgte dann die Aufstellung der übrigen Binderfelder. Die Montagedauer einschl. der Tore betrug 4 Wochen. — Die Bauleitung lag in Händen von Architekt Heldmann, München; der Entwurf stammt von den Architekten Hofer und Fischer, München. Die ausführende Stahlbaustalt war Eisenwerk Wanheim G. m. b. H., Duisburg-Wanheim.

## Haus der Deutschen Erziehung in Bayreuth.

Von Dipl.-Ing. Fritzen, Mainz-Gustavsburg.

Schon bald nach der Machtübernahme durch den Nationalsozialismus stellte sich für den unter Führung des verstorbenen Reichsleiters Pg. Schemm stehenden NS.-Lehrerbund die Notwendigkeit heraus, für die gewaltig angewachsenen Aufgaben eine Zentralstelle zu schaffen. Glücklicherweise der Gedanke, diese Stelle als „Haus der Deutschen Erziehung“ in der für deutsche Kultur bedeutsamen Stadt Bayreuth zu errichten.

Wie aus dem Grundrißschema (Bild 1) hervorgeht, umfaßt der Bau, den vielseitigen Zwecken entsprechend, mehrere Teile, von denen im folgenden der Bauteil A näher behandelt werden soll. Er enthält den Festsaal, der bei 12 m Breite eine Höhe von nahezu 18 m

Stahlkonstruktion beginnt oberhalb des in Beton ausgeführten Kellergeschosses und umfaßt die Stockwerkrahmen und die Dachkonstruktion. Der Regelabstand der Rahmen beträgt 3,50 m. Von 0—2 (Eingang) und 10—12 (Treppenbau) ist nur die Dachkonstruktion oberhalb Kote +20,50 in Stahl ausgeführt, bestehend aus beiderseits je vier Halbrahmen unter den abgewalmten Giebeln. Die Walme sind, wie das übrige Dach, unter 45° gegen die Waagrechte geneigt und oberhalb der Hallendecke mit Schiefer abgedeckt, während der Dachabschluß im Dachgeschoß durch kittlos verlegte Oberlichter erfolgt. Den Regelquerschnitt des Gebäudes zeigt Bild 2, in welchem auch die Trägerprofile eingetragen sind. Die Zwischendecken über dem I. und II. Obergeschoß sind von Rahmen zu Rahmen gespannt. Die Außenwände und die Abschlußwand gegen die Halle sind durch besondere Längsträger abgefangen. Die Decke über dem Zwischengeschoß ist im Gegensatz zu den oberen Decken von Längsträger zu Längsträger verlegt. Während also die Riegel 1 und 2 für Deckenlast und Wind bemessen werden mußten, hatten die Riegel 3 nur Momente aus Wind und Eigengewicht aufzunehmen, so daß sie trotz größerer Windkräfte im gleichen Profil wie Riegel 2 ausgeführt werden konnten. Um glatte Deckenuntersichten zu erzielen, mußten größere Rahmenecken vermieden werden. Da ferner wegen der Unklarheiten bei Anwendung von Schweißung und Nietung die Anschlüsse einheitlich ausgebildet werden sollten, wurde die in Bild 3 gezeigte Konstruktion gewählt. Ein etwa 1,30 m langes Stück des Rahmenriegels wurde im Werk an die Stiele geschweißt und so eine sorgfältige Ausbildung der Ecke ermöglicht. Der mittlere Riegelteil von etwa 3 m Länge wurde bei der Aufstellung eingesetzt und die Stoßstellen vernietet. Die Stiele der Rahmen bestehen gleich den Riegeln aus Breitflanschträgern, ebenso die (lotrecht gestellten) Pfetten. Die Stützen im Erdgeschoß sind innen und außen IP 30, sie sind bis etwa 1 m über die Decke des Zwischengeschoßes geführt. Von dort ab beträgt das Profil einheitlich für die oberen Geschosse IP 28 (bzw. IP 26 in der Außenwand). Die oberhalb der Hallendecke liegenden Stäbe der Dachbinder bestehen aus zwei C-Profilen (Bild 2).

Die Ermittlung der Rahmenmomente erfolgte unter vereinfachenden Annahmen. So konnte z. B.

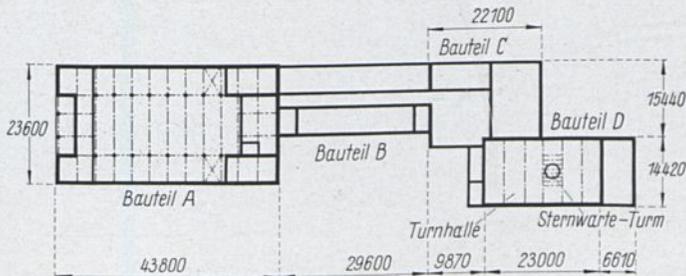


Bild 1. Grundriß.

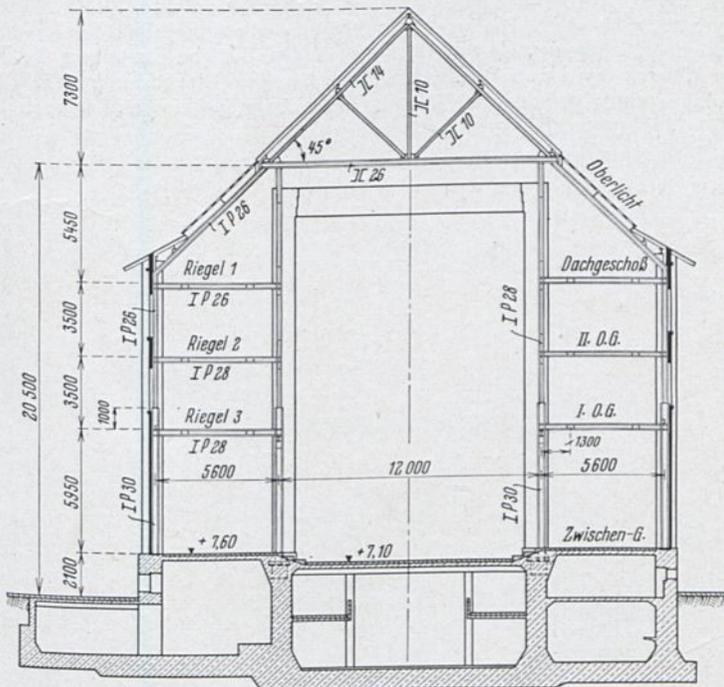


Bild 2. Regelquerschnitt.

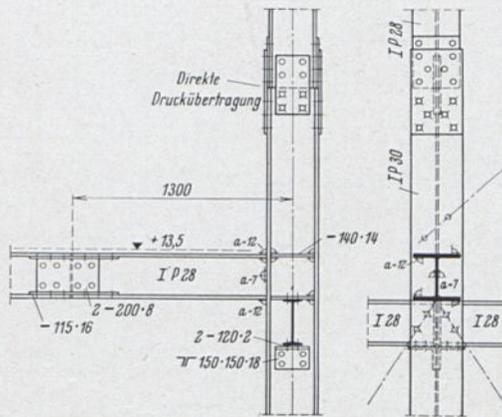


Bild 3. Ausbildung der Rahmenecken.

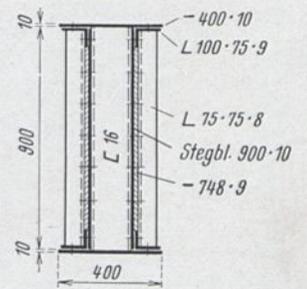


Bild 4. Querschnitt der Träger zur Turnhallen-Überdeckung.

hat. Während für die übrigen Bauteile — außer der Überdeckung und dem Stahlgerippe für einen Sternwarteturm der Turnhalle — Massivbau vorgesehen war, ist das Traggerüst des Bauteils A in Stahlkonstruktion erstellt worden. Bestimmend für die Wahl waren die beschränkten Lager- und Baustellenverhältnisse sowie die Forderung einer schnellen und von dem Fortschritt der übrigen Bauarbeiten unabhängigen Errichtung. Die

für die Berechnung der Momente aus Windlast vorausgesetzt werden daß an dem Stoß der Rahmenstiele oberhalb der Zwischendecke ein Momentennullpunkt lag. Dabei wird, wie üblich, ein Teil der Windkräfte durch den Binderuntergurt auf den leeseits gelegenen Rahmen übertragen. Der Wind auf die Giebelwände wurde während der Bauzeit durch Behelfsverbände zwischen den Innenstielen 7 bis 9 und in den

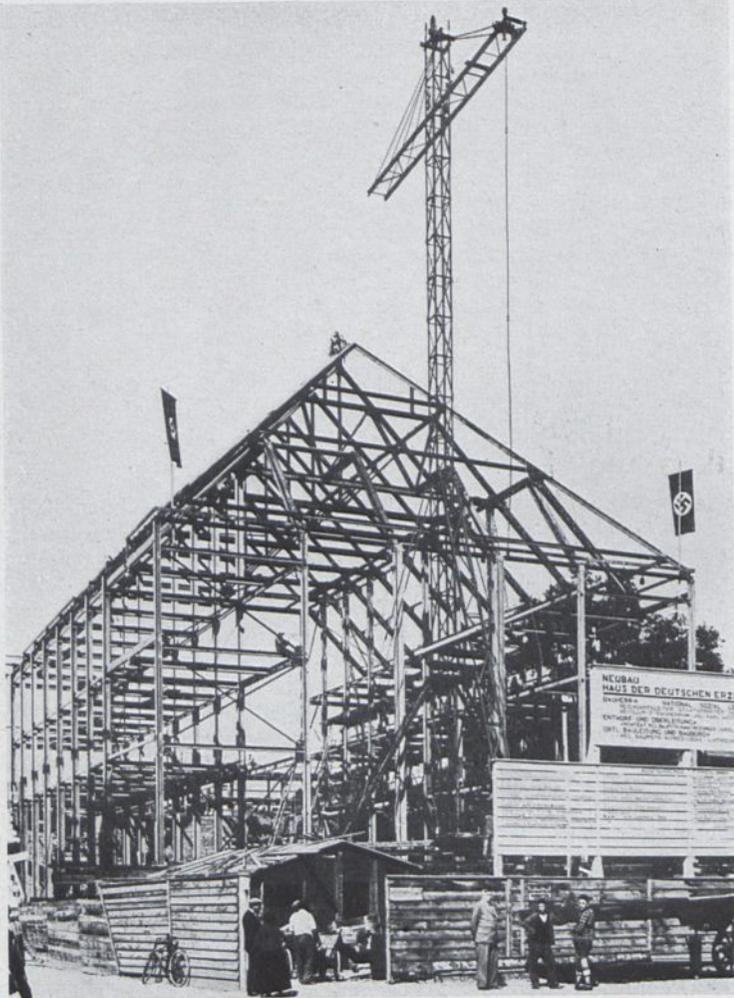


Bild 5. Stahlskelett nach beendeter Aufstellung.

Zwischendecken von 8 bis 9 aufgenommen. Im ausgebauten Zustand werden die Windkräfte von den Längswänden in die Fundamente geleitet.

Die Überdeckung der Turnhalle erfolgte, wie oben erwähnt, ebenfalls in Stahlkonstruktion, bestehend aus fünf kastenförmigen Trägern, deren Querschnitt in Bild 4 wiedergegeben ist. Außerdem wurde das Gerippe des Sternwartturms auf der Turnhalle in Stahlkonstruktion ausgeführt. —

An Konstruktion ergibt sich für den Bauteil A ein Gewicht von  $10 \text{ kg je m}^3$  umbauten Raum, welches sich unter Ausschluß des massiv erbauten Treppenteils auf  $12 \text{ kg/m}^3$  erhöht.

Die sehr beschränkten Platzverhältnisse auf und an der Baustelle stellten an die Bauausführung besondere Anforderungen. Das Gebäude liegt mitten in der Stadt, dazu fiel die Aufstellung z. T. in die Festspielzeit mit ihrem erhöhten Verkehr. Aus diesen Gründen konnten Sperrungen nicht vorgenommen werden, und die Bauteile mußten dem Bauvorgang entsprechend geliefert werden, da eine Zwischenlagerung nicht möglich war. Die Aufstellung erfolgte mit Hilfe eines etwa 30 m hohen, auf der Kellerdecke verfahrbaren Galgengerüsts, bei 9 beginnend und nach 2 fortschreitend. Da die Bauarbeiten, insbesondere am Treppenbau, zurückgeblieben waren, konnten die restlichen Aufstellungsarbeiten erst nach einer Unterbrechung von etwa fünf Wochen beendet werden. Bild 5 zeigt den Bauteil A am Tage des Richtfestes, während Bild 6 eine Ansicht des fertigen Bauwerks bietet.

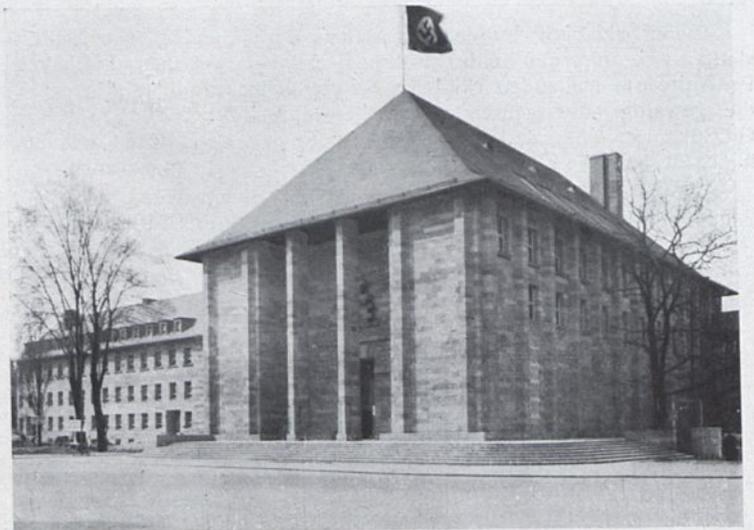


Bild 6. Das fertiggestellte Bauwerk.

Der Bau wurde im Sommer und Herbst 1934 nach den Plänen des Architekten Reg.-Baumeister Dipl.-Ing. Hans Reissinger, Düsseldorf-Bayreuth, ausgeführt. Die ingenieurmäßige Bearbeitung erfolgte durch den beratenden Ingenieur, Herrn Menschick. Die örtliche Bauleitung lag in den Händen des Herrn Reg.-Baumeisters Locke. Die gesamte Stahlkonstruktion wurde von der MAN, Mainz-Gustavsburg, geliefert und aufgestellt.

## Die Stahlkonstruktionen der Lastwagenfabrik Brandenburg der Adam Opel A.-G.

Von Oberingenieur Otto Sudergath, Regierungsbaumeister a. D., Mainz.

**Überblick:** Die neue Fabrikanlage der Adam Opel A.-G. in Brandenburg a. d. Havel besteht aus einem einzigen großen Hallenbau mit vorgelagertem, zunächst viergeschossigem Hochbau und aus einem Kraftwerk zur eigenen Energieversorgung.

Lageplan Bild 1 zeigt die Gliederung der Gesamtanlage. Hallenbau und Kraftwerk sind in Stahlkonstruktion errichtet, die im folgenden mit anderen bemerkenswerten Einzelheiten der Bauausführung beschrieben werden.

### I. Hallenbau.

Die Hallen überdecken insgesamt eine Fläche von  $178 \cdot 136 \text{ m} = \text{rd. } 24\,000 \text{ m}^2$ . Zehn gleichartige Hallenschiffe von je 16 m Breite und 120 m Länge sind am westlichen Giebel abgeschlossen durch eine Querhalle von ebenfalls 16 m Breite (Bild 2). Auf der Nordseite anschließend an die erste Längshalle verläuft in gleicher Länge wie diese und 18 m Breite ein viergeschossiger Eisenbetonbau, der später noch um zwei Geschosse aufgestockt werden kann. Die gesamte stählerne Hallenkonstruktion steht auf einem Eisenbetonunterbau von 4 m Höhe. Die lichte Höhe der Längshallen beträgt bis zum Binderuntergurt 5,4 m.

Die westliche Querhalle wird auf die ganze Länge von einem Gleis durchfahren, auf dem das Rohmaterial herbeigeschafft und in die von West nach Ost laufenden Fabrikationsstraßen hineingegeben wird. Entgegen gesetzt dem Schienenstrang verläuft auf der Ostseite der Halle das Rohmaterial Fertigmontageband, so daß an einem Ende der Südwestwand das Rohmaterial auf Güterwagen in die Halle hineinkommt und am anderen Ende derselben Wand die fertigen Lastwagen die Halle verlassen. Die Querhalle ist auf der ganzen Länge durch einen 20 t-Kran befahrbar und ist aus diesem Grunde etwas höher als die Längshallen.

Die Einzelhalle hat einen Binderabstand von 8 m. Jede Halle besitzt ein auf die ganze Länge durchgehendes Oberlicht. Die Dacheindeckung besteht aus Bimsbetonplatten mit Korkauflage und zweilagiger Dachpappe.

Die Binder sind geschweißte Blechträger von max. 950 mm Höhe (Bild 3). Die Stützen aus Breitflanschträgern I PL 22 sind mit den Bindern soweit biegesteif verbunden, daß die geringen Windkräfte quer zu den Längshallen durch die hierdurch entstehenden Rahmen ohne weitergehende Maßnahmen aufgenommen und abgetragen werden. Etwa in BaMitte zieht sich durch die Längshallen ein Verbindungs- und Besichtigungslaufsteg, der an der Dachkonstruktion aufgehängt ist. Er stellt die direkte Verbindung zwischen den Speiseräumen des Werkes und den Fabrikhallen her und vermittelt eine gute Übersicht über die gesamte Innenanlage. Zur Aufnahme der horizontalen Kräfte in der Längsrichtung der Hallen sind in den Feldern 2—3 und 16—17 in den Stützenachsen Portale angeordnet. Die letzteren sowie ein Teil der normalen Dach- und Binderkonstruktion sind aus Bild 4 ersichtlich. Die Portalstützen sind hier aus den normalen Binderstützen durch Vorsetzen eines I 32 mit Lamelle im oberen Teil gebildet (Bild 5). Die Rahmenecken sind an die Stützen angeschweißt. Der Riegel ist ein genietetes Blechträger von 600 mm Höhe. Die Portale in den Feldern 2—3 haben außer den Windkräften noch die Bremskräfte der Katze aus der Querhalle aufzunehmen. Aus Bild 6 ist die Gesamtanordnung der Querhalle mit Portal ersichtlich. Die Kranträgerkonsolen links und rechts sind verschieden ausgebildet. Der nach den neuerdings in Kraft befindlichen Unfallverhütungsvorschriften, die in der Praxis häufig als etwas zu weitgehend angesprochen werden, geforderte sehr breite Laufsteg ist nur in der Stützenreihe 2 angeordnet, wo die Portalkonstruktion an sich ein kräftigeres Stützenunterteil erforderte. Die Begleitträger neben den Kranträgern, von gleicher Höhe wie diese, haben außer den Zwischenbindern die Wandlasten und in Reihe 2 noch die Dachlasten vom letzten Längshallenfeld aufzunehmen. Sie sind als geschweißte Blechträger ausgeführt; wegen der zusätzlichen Dachlasten ist der Längsträger der Reihe 2, gemäß Bild 7, das einen

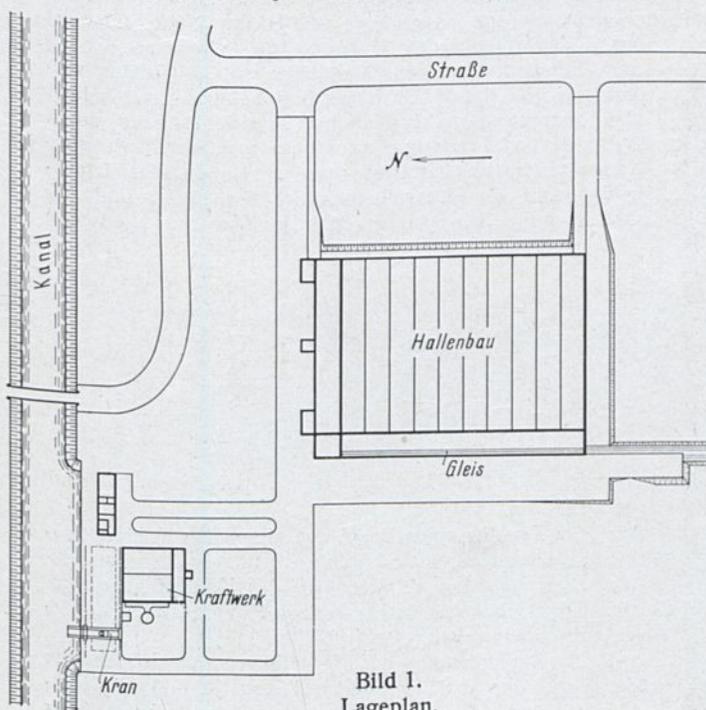


Bild 1.  
Lageplan.

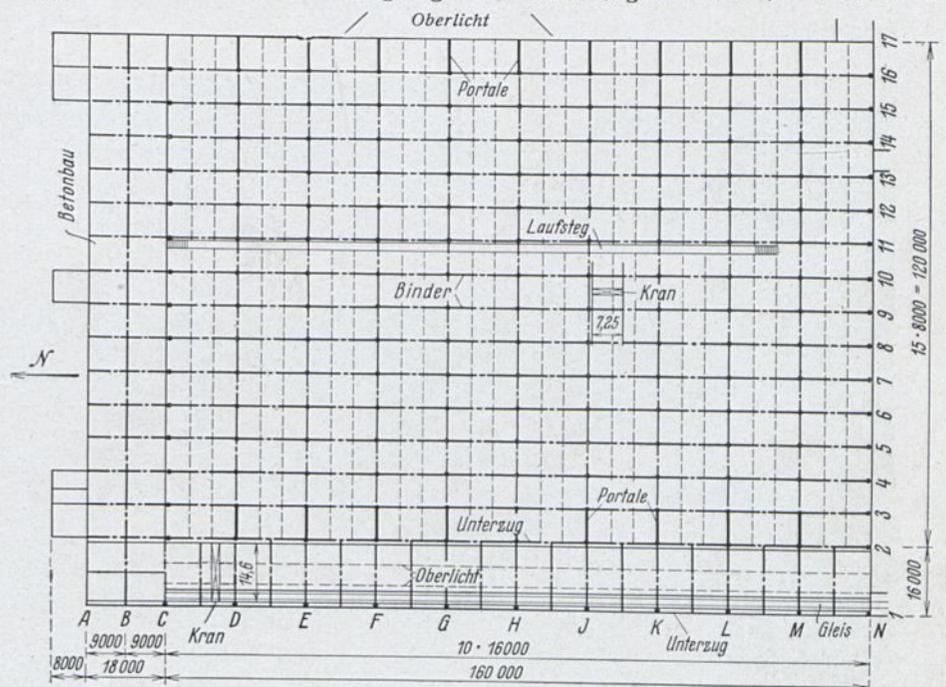


Bild 2. Grundriß des Hallenbaues.

Blick in die Querhalle vermittelt, als ein durchlaufender Träger mit (Zug-)Kopfstreben ausgebildet. Die Belichtung der Hallen ist eine vorzügliche, da die Außenwände fast vollständig verglast sind und die Oberlichte ungewöhnlich reichlich und groß angeordnet sind.

Die Ausbildung der Wände ist so erfolgt, daß Haupt- und Zwischenpfosten durch Blechverkleidung gleiche Ansichtsbreiten aufweisen; siehe hierüber beim Kraftwerk Bild 14. Zur Reinigung der Fenster von außen sind Putzwagen vorgesehen, deren Schienen konsolartig über dem Fensterband an der Konstruktion aufgehängt sind und welche die ganze Halle umfahren können.

Die Beheizung der Hallen erfolgt durch eine Heißwasserpumpenheizung, System Caliqua, Berlin; als Wärmeverteiler sind MAN-Luftheizkörper verwendet. Die Hallen besitzen schalldämpfendes Holzpflaster. Der Maschinenlärm ist soweit ausgeschaltet, daß man sich beim Arbeiten von 1200 Werkzeugmaschinen im Gesprächston unterhalten kann.

Aus dem von der Adam Opel A.-G. herausgegebenen Führer „Das neue Werk“:

Lebendige Zahlen vom Bau:

- 1. April 1935: endgültiger Baubeschluß für Werk Brandenburg.
- 7. April: der erste Spatenstich.

Sieben Tage liegen zwischen Beschluß und Inangriffnahme eines 14-Millionen-Projektes!

Der Fall ist wohl einzigartig in der Geschichte der deutschen Automobilindustrie.

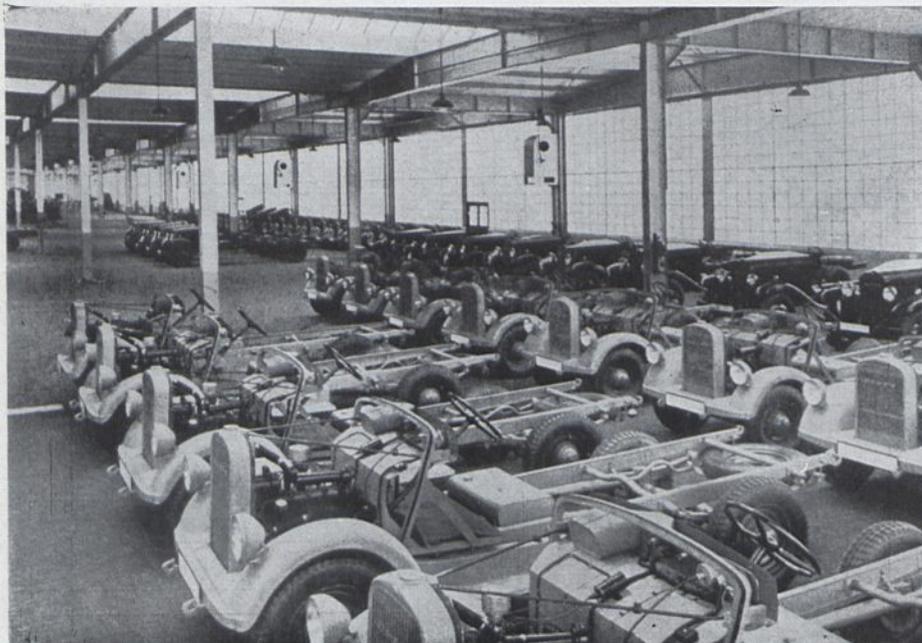
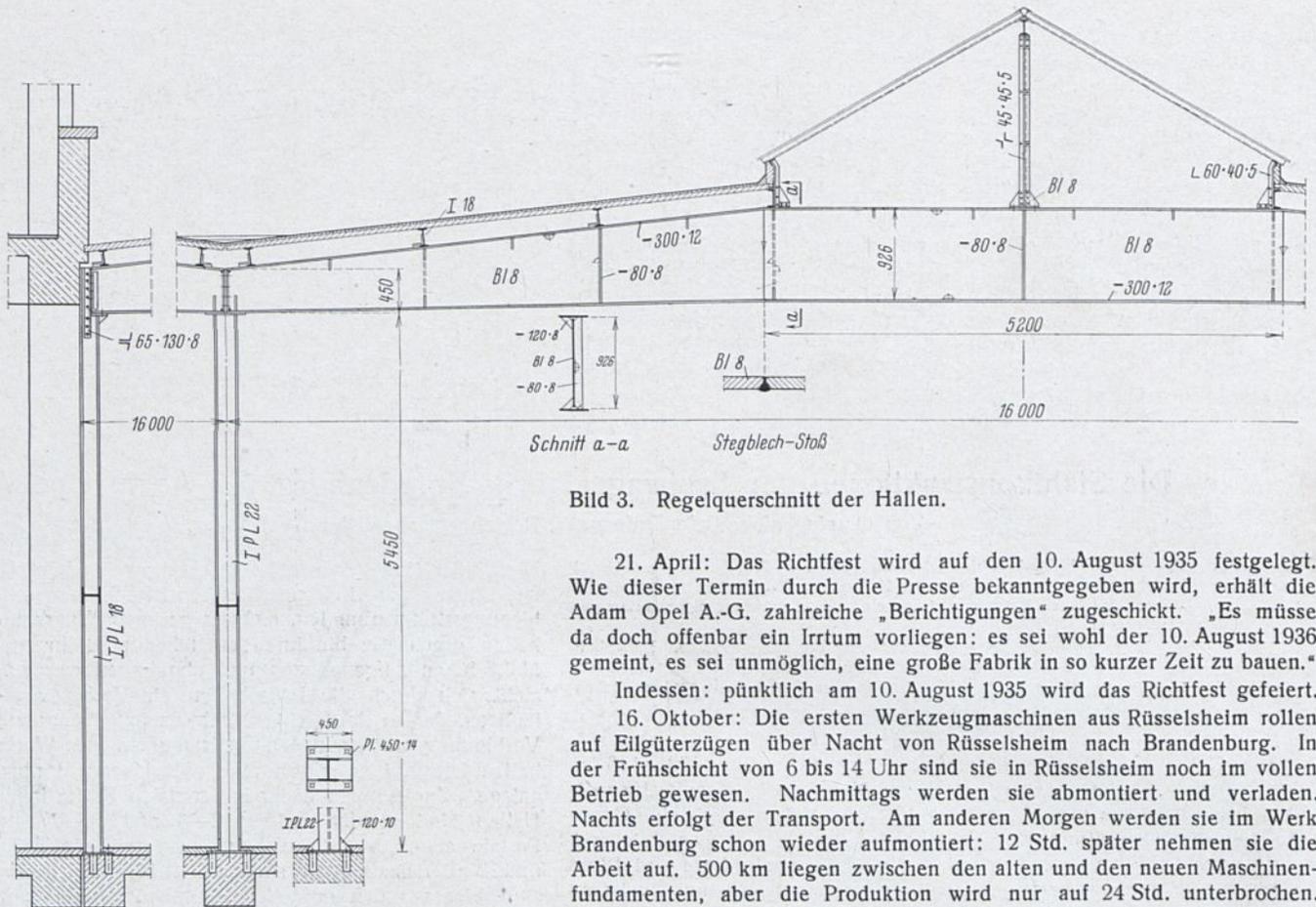


Bild 4. Blick in die Längshallen mit Portalen.



Schnitt a-a Stegblech-Stoß

Bild 3. Regelquerschnitt der Hallen.

21. April: Das Richtfest wird auf den 10. August 1935 festgelegt. Wie dieser Termin durch die Presse bekanntgegeben wird, erhält die Adam Opel A.-G. zahlreiche „Berichtigungen“ zugeschickt. „Es müsse da doch offenbar ein Irrtum vorliegen: es sei wohl der 10. August 1936 gemeint, es sei unmöglich, eine große Fabrik in so kurzer Zeit zu bauen.“

Indessen: pünktlich am 10. August 1935 wird das Richtfest gefeiert.

16. Oktober: Die ersten Werkzeugmaschinen aus Rüsselsheim rollen auf Eilgüterzügen über Nacht von Rüsselsheim nach Brandenburg. In der Frühschicht von 6 bis 14 Uhr sind sie in Rüsselsheim noch im vollen Betrieb gewesen. Nachmittags werden sie abmontiert und verladen. Nachts erfolgt der Transport. Am anderen Morgen werden sie im Werk Brandenburg schon wieder aufmontiert: 12 Std. später nehmen sie die Arbeit auf. 500 km liegen zwischen den alten und den neuen Maschinenfundamenten, aber die Produktion wird nur auf 24 Std. unterbrochen. In drei Wochen ziehen auf diese Weise 1200 Werkzeugmaschinen um.

Die Lastautoerzeugung geht zunächst noch in Rüsselsheim, pausenlos, weiter, weil man dort auf Vorrat gearbeitet hat.

15. November: Beginn der Produktion im Werk Brandenburg.

16. November: Die ersten 15 Lastwagen verlassen das Band: „modernste Fabrikorganisation kennt keine Kinderkrankheiten.“

Bild 8 zeigt eine Teilansicht der Hallen nach beendeter Aufstellung der Tragkonstruktion; die Bilder 9 u. 10 zeigen Ansichten der fertiggestellten Hallen, welche etwa 1000 t Stahlkonstruktion erforderten.

## II. Kraftwerk.

Das Kraftwerk soll den gesamten Kraftbedarf der Fabrikanlage decken und die Energie für die Heizungsanlage sowie Preßluft für den Betrieb erzeugen. Es ist ein Bauwerk von rechteckigem Grundriß 42 · 38 m (Bild 11a). Kesselhaus mit 20 m Breite und Maschinenhaus mit 17 m Breite liegen nebeneinander in einer Länge von 33 m. Nach Süden ist dem Kesselhaus das Gebäude für Wasserversorgung und Pumpen, dem Maschinenhaus das Schalthaus vorgelagert. In der Mitte dieses 8 m tiefen Vorbaues liegt das gemeinsame Treppenhaus, dessen Eingang durch Vordach und Freitreppe zu einem architektonisch wirksamen Element gestaltet wurde. Neben der Längs- außenwand des Kesselhauses ist der Fuchs und der 115 m hohe Schornstein (Bild 1). Vor der Nordwand

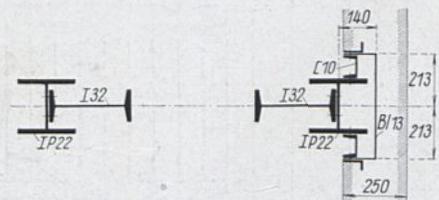


Bild 5. Querschnitt der Portalstützen.

bis zum Kanalhafen erstreckt sich ein großer Kohlenlagerplatz, der von einer Verladebrücke mit 4 t-Führerstands-laufkatze bestrichen wird, östlich des Kohlenlagerplatzes steht das Wassereinlaufbauwerk mit angebauter Feuerwache in Massivbauweise (Bild 1 u. 11a).

Die Binderteilung des Kesselhauses ergab sich aus der Lage der drei Dampfkessel von je 600 m<sup>2</sup> Heizfläche, von denen zunächst zwei zur Aufstellung kamen, mit abwechselnd 2,50 und 7,60 m. Die Stützen-

reihe *B* teilt vom eigentlichen Kesselhaus das Bunkerhaus ab, das eine Höhe von 24 m hat, während das Kesselhaus 20 m, das Maschinenhaus 15 m hoch ist (s. Querschnitt Bild 12). Aschenkeller im Kesselhaus und Turbinenkeller haben eine Höhe von 5 m; Heizerstanddecke und Maschinenhausflur liegen somit auf gleicher Höhe. Die Außenwände und die Trennwand zwischen Kesselhaus und Maschinenhaus sind in Massivbauwerk — im Keller 38 cm, oben 25 cm — hochgeführt, dagegen ist die Scheidewand (3) zwischen Kessel- und Maschinenhaus einerseits und Schalt- und Pumpenhaus andererseits als  $\frac{1}{2}$  Stein starke Stahlfachwand ausgeführt. Im Maschinenhaus ist Platz vorgesehen für zwei zweigehäusige Turbinen, einen Turboverdichter zur Druckluftherzeugung, ein 400 kW-Dieselaggregat zur Spitzendeckung und für Aushilfsbetrieb, sowie eine Notstromdieselanlage für Beleuchtung mit zwei 60 kW-Dieselmotoren. Zunächst aufgestellt wurden eine 4000 kW-Turbine und die erwähnten Dieselmotore für zwei elektrisch angetriebene Kreisverdrichter zur Druckluftherzeugung. Im Keller unter den Dieselmotoren ist eine Sauerstoffanlage untergebracht. An der Längswand ist eine Montageöffnung zum Ein- und Ausbringen großer Teile vorgesehen, in der gleichzeitig eine Treppe angeordnet ist. Die Maschinenhalle wird von einem 3 Motoren-Laufkran von 30 t Tragkraft bedient, dessen Laufbahnstützen vor den Binderstützen, mit diesen verbunden, stehen. Die Binderteilung und Stützenentfernung im Maschinenhaus beträgt 5,05 m in den Mittelfeldern und 6,30 m in den Endfeldern.

Der statische Kern des Gebäudes ist der Teil *B—C*. Dach-, Mauer-, Decken- und Bunkerlasten bedingen hier an sich kräftige Stützen, die unter Mitbenutzung der senkrechten Bunkerwände durch Riegel in der Querrichtung (s. Bild 12) und paarweise in der Längsrichtung (s. Bild 11b) zu Stockwerksrahmen zusammengefügt sind, welche die anteiligen horizontalen Kräfte in die Fundamente bringen. Eine Rahmenecke dieser Stockwerksrahmen ist in Bild 13 gezeigt.

Sämtliche Hauptstützen sowie die Binder in Kessel- und Bunkerhaus sind Breitflanschträger; die Binder des Maschinenhauses sind genietete Blechträger von 1000/500 mm Höhe mit horizontalem Untergurt, der noch eine Zwischendeckenkonstruktion trägt. In der Mitte des Maschinenhausdaches läuft längs ein Sattelloberlicht. Das Kessel- und Bunkerhaus erhält zusätzliche Belichtung durch das pultförmige Längsoberlicht in Reihe *B*. Die drei Bunker sind in genieteter Blechkonstruktion hergestellt. Der gerade Teil hat eine Höhe von 3 m und Grundrißabmessungen von 10 und 5,7 m; der schräge Teil ist 5 m hoch und hat zwei in der Längsrichtung hintereinander angeordnete Ausläufe. Das Fassungsvermögen ergibt sich damit zu je etwa 260 m<sup>3</sup>. An den Bunkern aufgehängt ist die Bühne für die automatische Kohlenwaage. Die Bunker werden von dem darüberstreichenden Pendelbecherwerk bedient, das von zwei Laufstegen begleitet wird und das an der Nordwand die Kohlen aus dem von der Kranbrücke beschickten Einwurfbunker holt. Der Längswandteil, Reihe *B*, über dem Kesselhausdach wird durch einen etwa in der Höhe der Kesselhausbinder liegenden Unterzug abgefangen, der auf Konsolen der Hauptstützen *B* gelagert ist. Dieser Unterzug ist auf die Länge des Kesselhauses ein Breitflanschträger und bei der ent-

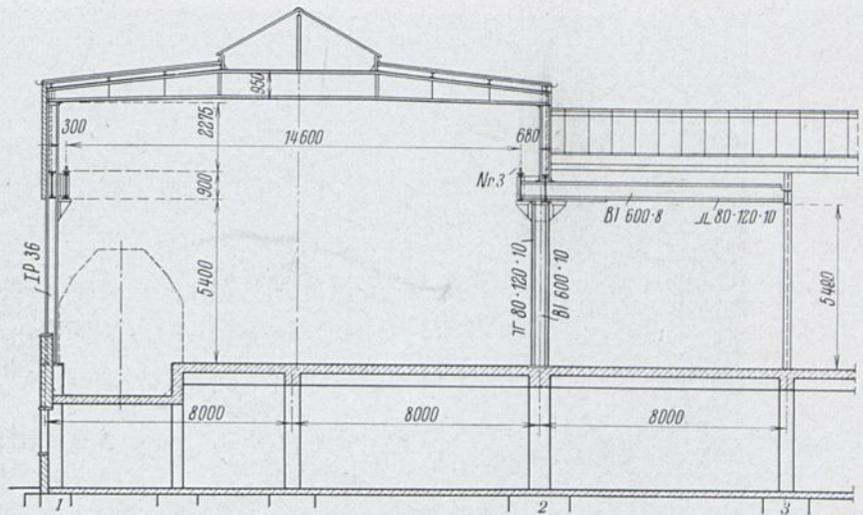


Bild 6. Querschnitt der Querhalle mit Portal.

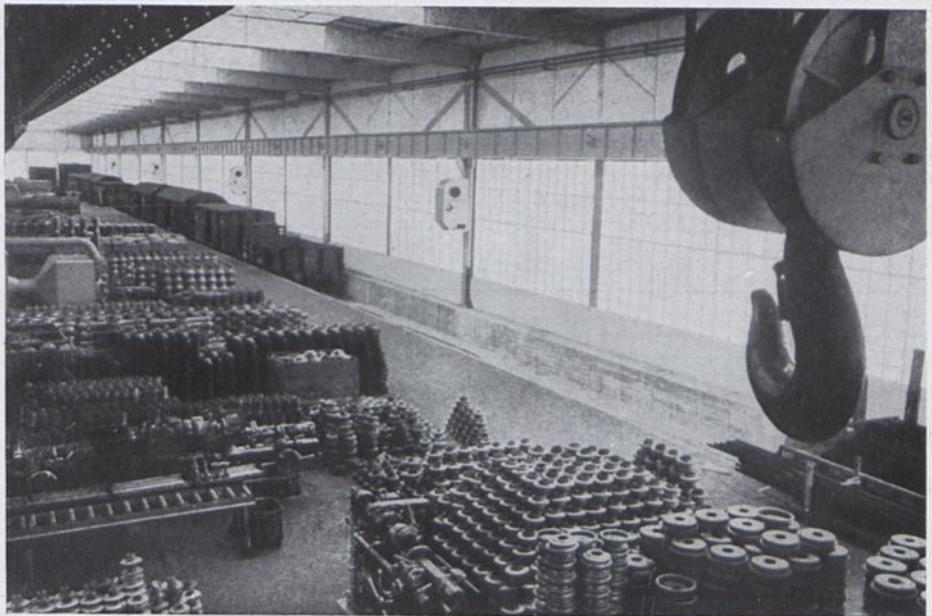


Bild 7. Blick in die Querhalle.

sprechend größeren Stützweite im Vorderteil 1—3 ein kräftiger Blechträger von 600 mm Höhe mit Lamellen.

Die Tragkonstruktion im Schalt- und Pumpenhaus wird durch Rahmen in Abständen von 2,60 m gebildet, deren Außenstützen in der Giebelwand (1), deren Innenstützen in der Zwischenwand (3) liegen (Bild 11b). Im Schalthausteil (Bild 11c) ist der Vorderraum mit der Schalttafel etwas erhöht gegen den Maschinenhausflur und nach dem Maschinenhaus hin vollständig offen. Die darüberliegenden Lasten werden in Wand (3) durch einen schweren Blechträgerunterzug von 1500 mm Höhe abgefangen. Die vorgenannten Rahmen sind in diesem Teil nur einhäufig. Unter dem Boden des Schaltraumes ist noch eine Zwischen-

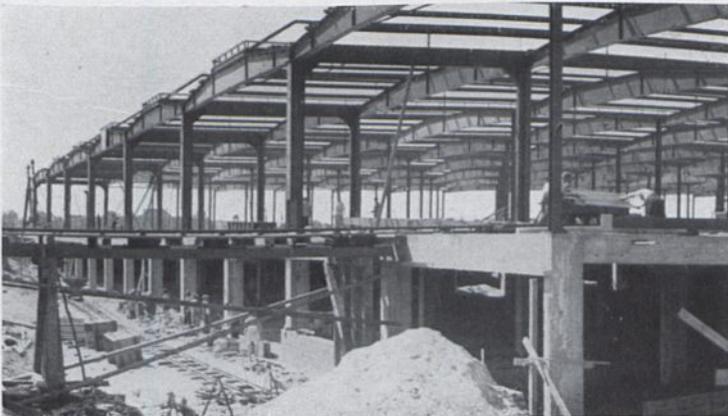


Bild 8. Die Stahlkonstruktion der Hallen nach beendeter Montage.



Bild 9. Ansicht der fertiggestellten Hallen (Westseite).

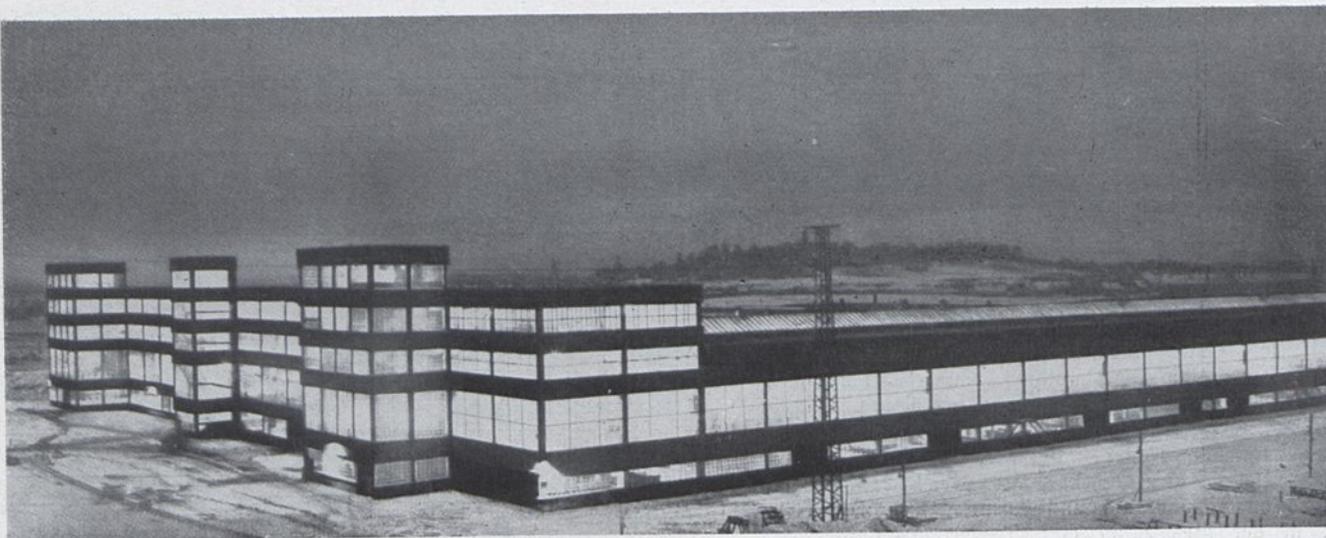


Bild 10. Gesamtbild der fertiggestellten Hallen.

decke eingezogen. Der entstehende Raum dient der Kabelverlegung und -verteilung.

Im Untergeschoß des Schalthauses sind die Trafzellen, daneben sind Werkstatt- und Nebenräume angeordnet. Über dem Schaltraum ist ein Aufsichtszimmer mit Sicht ins Maschinenhaus, in dem die wärmetechnische Meßanlage untergebracht ist. Der danebenliegende Büroraum ist für spätere Erweiterung der Schaltanlage vorgesehen. Im Pumpenhaus ist im Untergeschoß die Rohfilteranlage und der Sammelbehälter für das Speisewasser aufgestellt. Darüber ist der eigentliche Pumpenraum für Speise-

pumpen und Heißwasserzirkulationspumpen und im Obergeschoß befinden sich die Wasserreinigungsanlage mit zwei Speisewasserbehältern sowie die Heißwassererzeugungsanlage für die Fabrikheizung.

Sowohl die große Zwischendecke im Kessel- und Maschinenhaus — Nutzlast  $1000 \text{ kg/m}^2$  — als auch die Decken des Schalt- und Pumpenhauses sind einfache Trägerdecken mit Betonkappen; Träger, Unterzüge und Zwischenstützen sind vorwiegend aus Breitflanschträgern, letztere in einfacher Weise mit angeschweißten Kopf- und Fußplatten. Die Dacheindeckung besteht durchweg aus Bimsbetonplatten mit Korkauflage und zweilagiger Dachpappe. Die Fugenausbildung sowie Verbindung zwischen Platte und Stahlpette geschieht gemäß Bild 17 mittels der Sonderbefestigung der ausführenden Firma.

In den Außenwänden, die zum Teil horizontal durchlaufende Fensterbänder aufweisen, waren die über diesen liegenden Wandlasten abzufangen, ohne daß eine innen oder außen störende Konstruktion sichtbar werden durfte. Diese Abfangung geschieht in der Kesselhauslängswand bei den Stützweiten von  $7,60 \text{ m}$  durch Fachwerkträger, die in der Wand liegen und deren Gurtungen mit Platten verstärkte  $\square 14$  sind (s. Bild 14). Dabei dienen diese

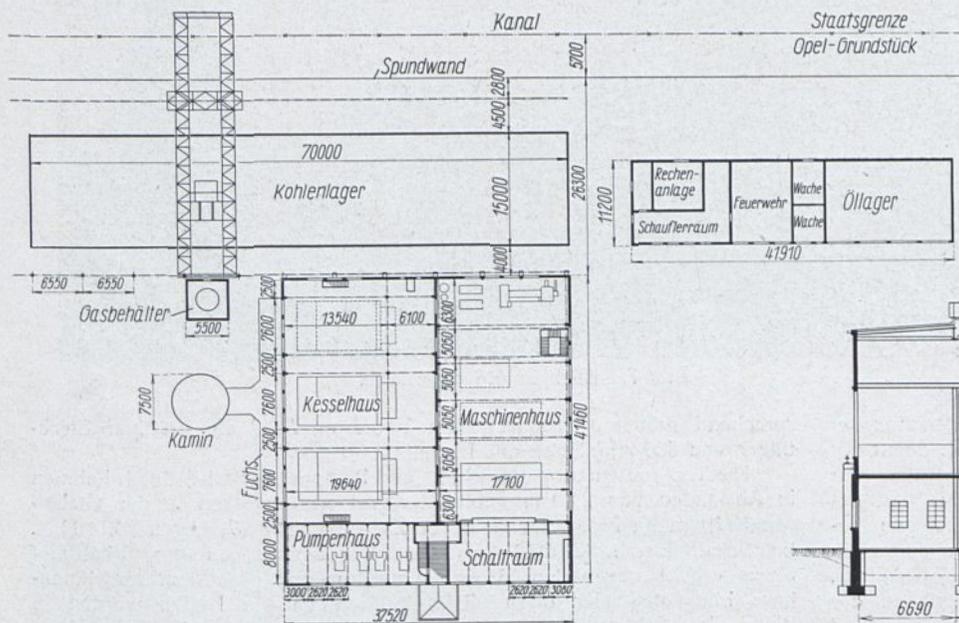


Bild 11a. Grundriß des Kraftwerkes.

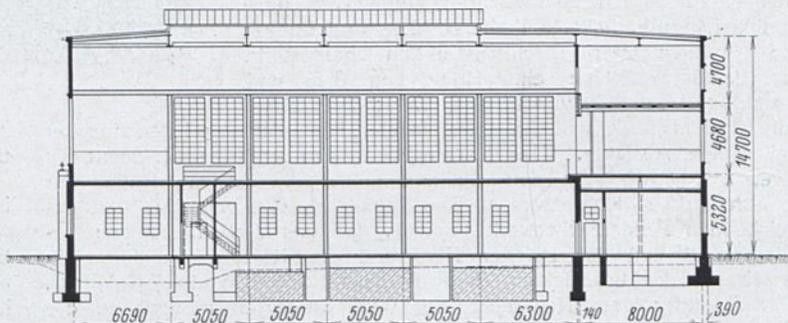


Bild 11c. Längsschnitt durch Maschinen- und Schaltraum.

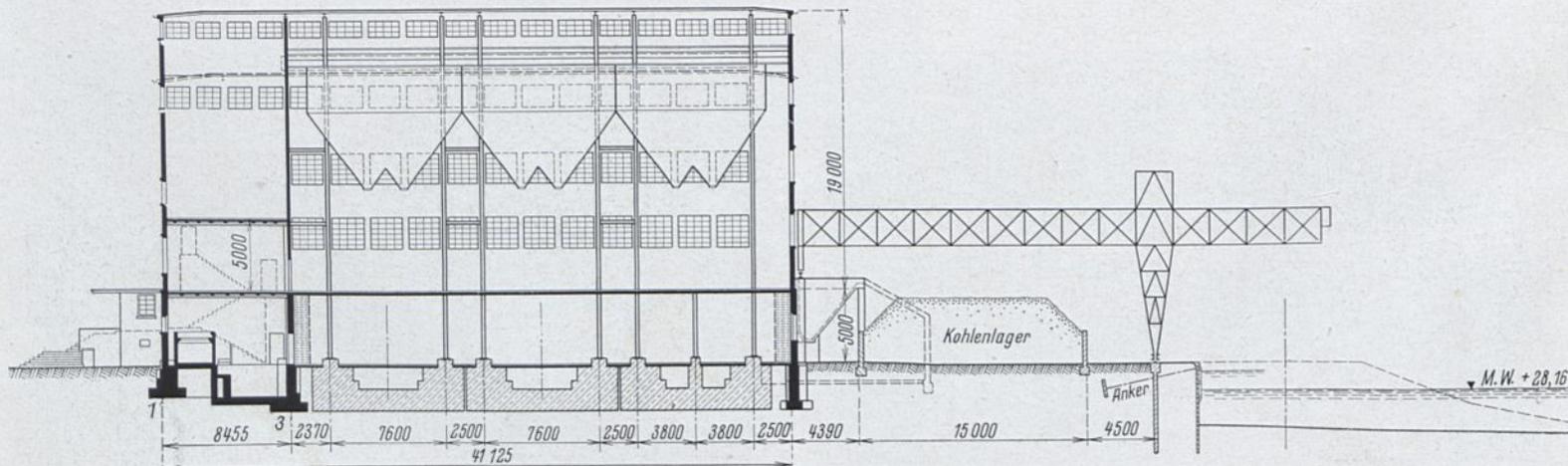


Bild 11b. Längsschnitt durch Kessel- und Pumpenhaus.

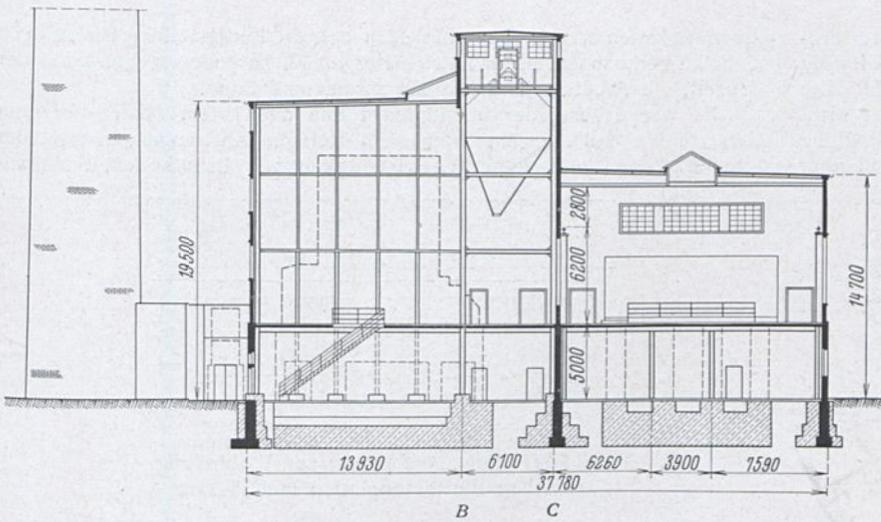


Bild 12. Querschnitt durch Kessel- und Maschinenhaus.

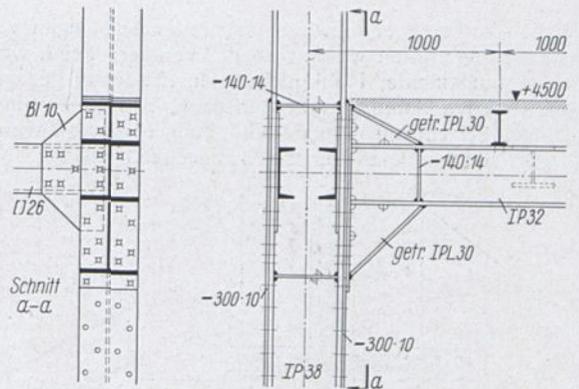


Bild 13. Rahmenecke im Kesselhaus.

Platten dem knotenblechlosen Anschluß der Füllungsstäbe. Aus diesem Bild ist auch die Breite der Fensterpfosten ersichtlich, deren Ausbildung ähnlich wie beim Hallenbau erfolgte. Haupt- und Zwischenpfosten erscheinen durch die vorgesetzte Blechverkleidung gleich breit.

Die Anordnung der Putzwagenschienen in den Längswänden von Kessel- und Maschinenhaus ist grundsätzlich die gleiche wie beim Hallenbau.

Das Gewicht der Stahlkonstruktion für das Kraftwerk beträgt etwa 500 t.

Bild 15 zeigt das fertige Kraftwerk in seiner gelungenen Vereinigung von baukünstlerischen, technischen und fabrikorganisatorischen Gesichtspunkten. Auf eine sachlich schöne Innenausstattung, besonders im Maschinenraum, wurde ebenfalls großer Wert gelegt. Die Wandflächen sind bis auf 2 m Höhe mit Mettlacher Platten verkleidet, ebenso die Kranstützen in ganzer Höhe. Der Fußboden hat ebenfalls Plattenbelag. Neben einer sorgfältigen Behandlung des Wandanstriches trägt ferner die oben erwähnte Zwischendecke mit Innenverglasung des Oberlichtes zu einer hervorragenden Wirkung dieses Raumes bei. Diese Zwischendecke ist aus Fulguritplatten mit ebensolchen Fugendeckstreifen gebildet, welche mittels Versenkschrauben an den von Binder zu Binder tragenden  $\square$ -förmigen Zwischenpfetten von 3 mm Dicke gemäß Bild 16 angehängt sind. Auch Kessel- und Bunkerhaus haben Fußbodenplattenbelag und Plattenverkleidung der Wände erhalten.

Eine besondere Leistung beim Bau des Kraftwerkes lag in dem ungewöhnlich kurzen Termin. Der Auftrag wurde der MAN als General-

unternehmerin am 1. April 1935 erteilt mit der Bedingung, daß die betriebsfähige Übergabe am 15. November erfolgen müsse. Dabei war noch zu beachten, daß für die ganze Projektierung und Veranschlagung vorher kaum mehr als 14 Tage zur Verfügung standen. Das bedeutete also, daß ein großer Teil der Vorarbeiten, die gemeinhin bei Auftragserteilung schon erledigt sind, hier innerhalb des kurzen Zeitraumes für die Auftragsabwicklung auch noch geleistet werden mußten.

Eine weitere Erschwerung zu Beginn der Bauausführung trat in der Gründung ein. Es stellte sich heraus, daß der Baugrund ungleichmäßig beschaffen war und die tragfähige Bodenschicht etwa 1,5 m unterhalb des Grundwasserspiegels lag. Ferner war ein erschwerender Umstand, daß quer durch den Grundriß ein alter Kanal lief und daß auf der ur-

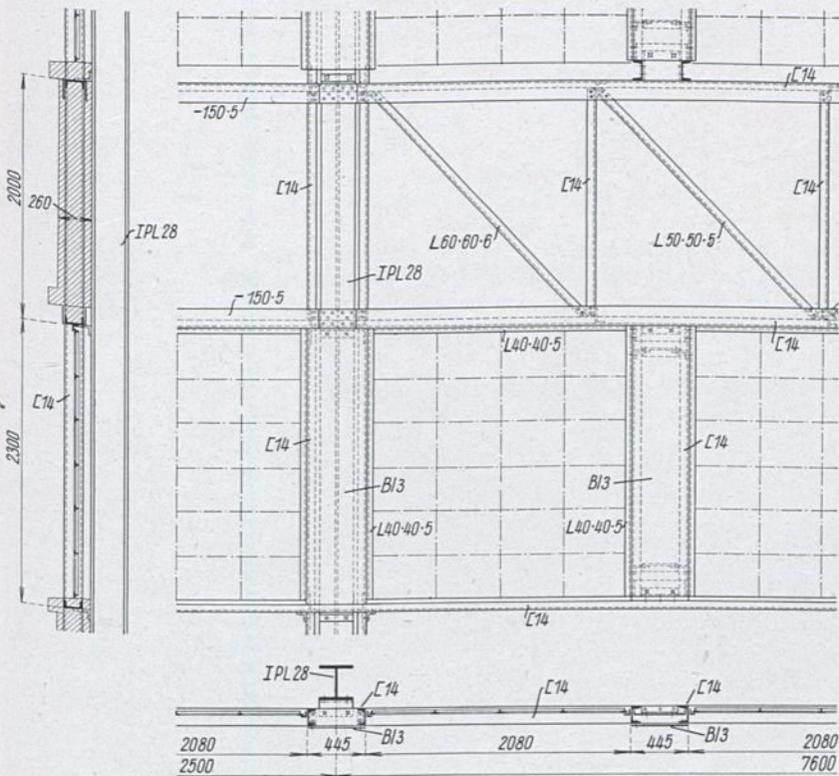


Bild 14. Einzelheiten der Wände.



Bild 15. Das fertige Kraftwerk.

sprünglich vorgesehenen Gründungstiefe große Mengen verrotteter Schilfrückstände angetroffen wurden, so daß vorübergehend, wenigstens für die Maschinenfundamente, Pfahlgründung in Erwägung gezogen wurde. Die vorgenommenen Bohrungen zeigten dann, daß ein Durchfahren der nicht tragfähigen Schicht bei normaler Gründung und sorgfältiger Wasserhaltung und bei Fundamenttiefen von etwa 3 m noch möglich war. Noch schwieriger

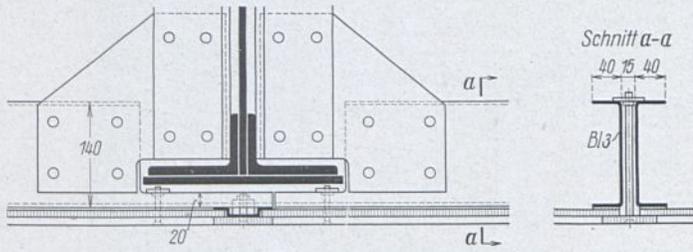


Bild 16. Einzelheiten der Fulguritzwischendecke im Maschinenhaus.

war die Gründung des Einlaufbauwerks und der Sammelgrube, deren Sohle etwa 4,50 m unter dem normalen Grundwasserspiegel lag. Die Wasserhaltungs- bzw. Absenkungsanlage mußte auch schon wegen der Nähe des Kanals sehr sorgfältig ausgeführt werden, und die Beschaffenheit des Bodens machte eine verhältnismäßig große Anzahl von Brunnen — 16 Brunnen auf 450 m<sup>2</sup> — notwendig, wodurch die Baugrube während der ganzen Bauzeit wasserfrei gehalten werden konnte. Die vorerwähnten

Schwierigkeiten trugen immerhin dazu bei, die Fertigstellungsfristen noch mehr zu verknapen, so daß sich naturgemäß, besonders gegen Ende der Bauzeit, die Arbeit außerordentlich zusammendrängte.

Es war daher jeder beteiligten Firma und jedem Mitarbeiter eine Genugtuung, daß die gemachten nicht geringen Anstrengungen trotz der Schwierigkeiten infolge der Gleichzeitigkeit von Bauarbeiten, Stahlbau-

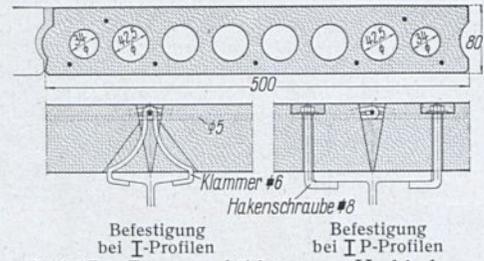


Bild 17. Fugenausbildung zur Verbindung zwischen Bimsbetonplatten und Pfetten.

montage, Maschinen- und Kesselmontage den vollen Erfolg hatten und die fristgemäße Inbetriebnahme auch bei der Zentrale erfolgen konnte.

Die Stahlkonstruktionen für den Hallenbau und das Kraftwerk lieferte die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg. Beim Hallenbau waren als Unterlieferanten außerdem die Firmen Gutehoffnungshütte Oberhausen A.-G., Oberhausen i. Rhld., Werk Sterkade, und Stahlbau Wittenau G. m. b. H., Berlin-Wittenau, beteiligt.

## Die Erneuerung des Hochbahnhofes Möckernbrücke in Berlin.

Von G. Ollert, Oberingenieur der BVG, Berlin.

An der Oststrecke der Berliner Hochbahn, von Gleisdreieck nach Warschauer Brücke, werden seit langer Zeit Erneuerungsarbeiten vorgenommen, die zum größeren Teil bereits erledigt sind, und zwar in der Hauptsache für die freie Strecke. Von den Bahnhöfen ist bis jetzt nur der Bahnhof Kottbusser Tor<sup>1)</sup> erneuert und Bahnhof Prinzenstraße durch Umbau in Ordnung gebracht worden.

Das Problem der Erneuerung des Bahnhofs Möckernbrücke ist aus Bild 1 zu ersehen, in dem feinpunktiert der alte Bahnhof und in vollen Strichen der neue Bahnhof gezeichnet ist. Die Gleise sind stark ge-

Umbaus in erträglichen Grenzen lassen, so mußte von vornherein auf einen Mittelbahnsteig verzichtet werden; denn die Gleisentwicklung hätte die Umbaustrecke wesentlich verlängert. Die Aufrechterhaltung des Betriebes beim Übergang von Seitenbahnsteigen zum Mittelbahnsteig wäre sehr erschwert und die Bauzeiten noch mehr verlängert worden. Auch ist es zweifelhaft, ob der breite Mittelbahnsteigbahnhof mit seinen außenliegenden Hauptträgern und Stützen zwischen Kanal und Straße gut untergebracht werden kann. Es blieb bei der alten Anordnung der Seitenbahnsteige.

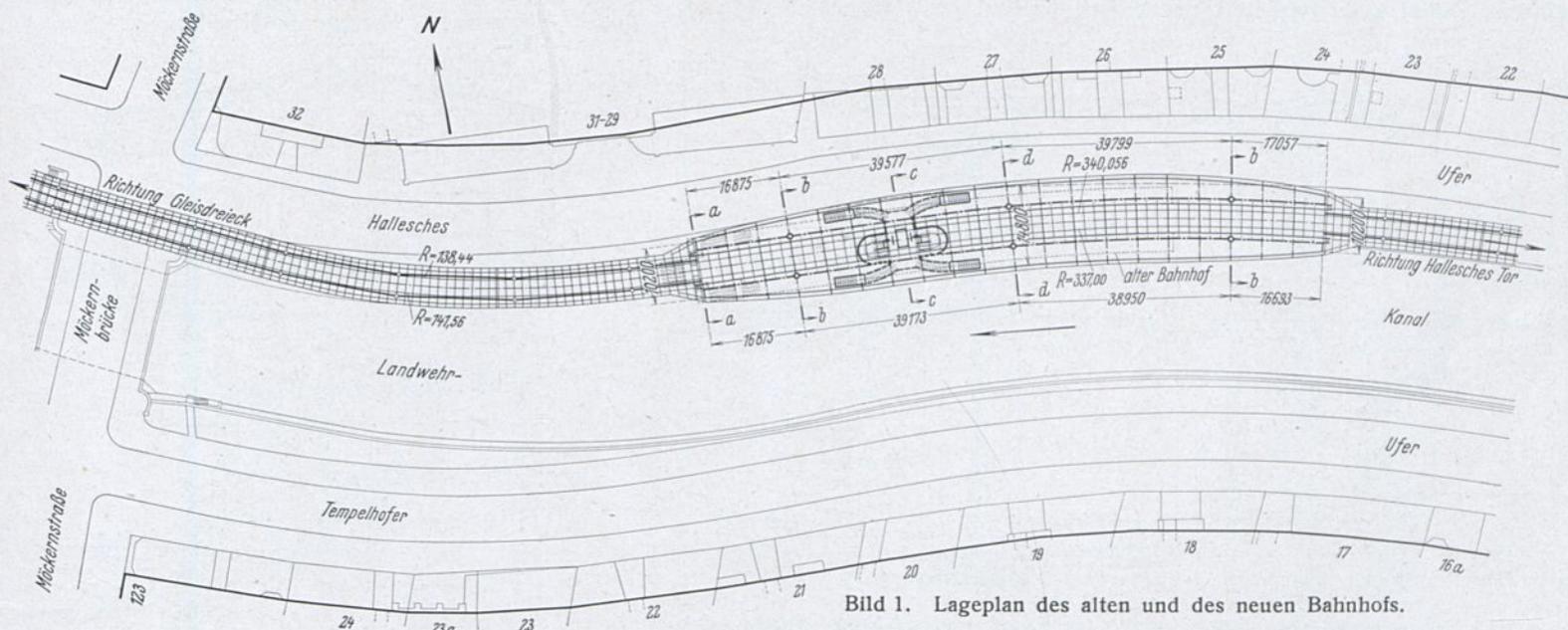


Bild 1. Lageplan des alten und des neuen Bahnhofs.

schwungen und führen dicht am Ufer des Landwehrkanals vorbei. Bild 2 gibt eine räumliche Übersicht der alten Anlage. Die Lage der Bahn und des Bahnhofs sollte nicht geändert werden. Wollte man die Kosten des

<sup>1)</sup> Stahlbau 1930, Heft 14, S. 157.



Bild 2. Ansicht des alten Bahnhofs.

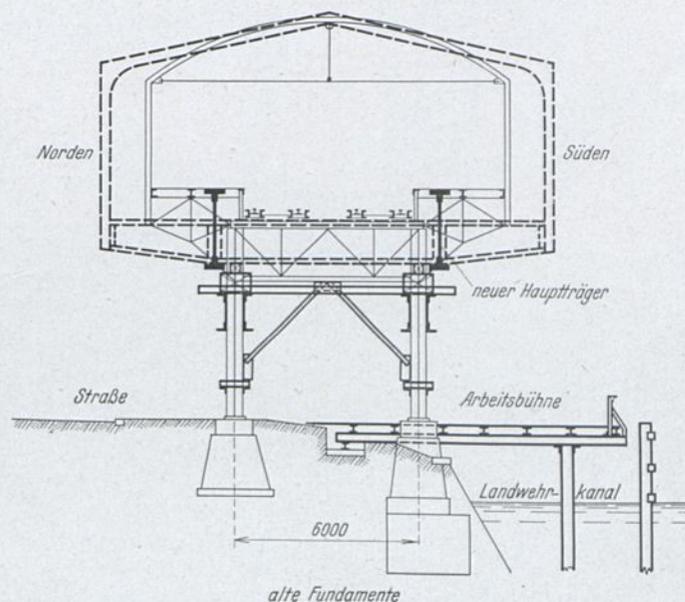


Bild 3. Querschnitt durch die Montagerüstung und die Hallen des alten und neuen Bahnhofs.

Vom Betrieb wurde gewünscht, die Zugänge von den Bahnsteigenden wegzubringen, um die meist überfüllten Wagen an den Zugenden vom Verkehr zu entlasten. Die beiden Sperrenanlagen, von denen nur eine ausgeführt ist und die zur Zeit vollauf genügt, sollen gleichzeitig beide Bahnsteige bedienen und eine sperrenfreie Verbindung derselben ermöglichen. Somit mußten die Zugangstreppen zum Bahnsteig an die Hallenwand gelegt und in je zwei Läufe aufgeteilt werden. Aus Bild 12 u. 18 ist ersichtlich, daß für das Schalterhaus nur ein schmaler, wenn auch langer Grundriß zur Verfügung stand. Die Wünsche des Betriebes konnten erfüllt werden. Vom Wasserbauamt wurden scharfe Auflagen gemacht für die Profillfreiheit des Kanals und für die Sicherheit seiner Ufermauern während der Bauzeit. Auf der Straßenseite mußte das vorhandene Straßenprofil gewahrt bleiben. Diese Bemerkungen und die beigegebenen Bilder erklären die eigenartige Lösung der Bauaufgabe. — Die ganz unregelmäßige Gestalt des Bauwerks war durch die gegebenen Verhältnisse erzwungen.

Der Entwurf nahm seinen Ausgang vom Querschnitt durch den Bahnhof (Bild 6). Die Hauptträger liegen unter dem Bahnsteig und sind durchlaufende, gekrümmte Blechträger von 2,5 m Stehblechhöhe. Die Gleise liegen in einem Schotterbett mit besonderem seitlichen Kiesrandabschluß. Dieser Kiesrand ist genau nach den Gleisen gekrümmt und dient bei der Oberbauunterhaltung zur Gleiskontrolle und zur Gleisfestlegung. Der Kiesrand besteht demnach aus Geraden- und Kreisstücken und den sie verbindenden Kurvenstücken mit konstanter Krümmungsänderung (Klothoiden), wie sie exakte Übergangsbogen als Grundkoordinaten verlangen.

Um nun die Stahlbauten leichter erstellen zu können, sind die Hauptträger wie üblich nur nach Kreisbogen gekrümmt, oder es sind gerade Stücke.

Die Form der südlichen Hallenwand ist bestimmt durch das Profil des Landwehrkanals und durch die Verjüngung des Bahnsteiges an den Enden. Die nördliche Hallenwand, die genügend hoch über dem Straßenprofil liegt, wurde dadurch bestimmt, daß die nördlichen und südlichen Konsolen der Querträger gleich lang gemacht wurden. Die Querträger stehen zur Bahnachse radial; dieser folgt im Grundriß auch der First, der wiederum

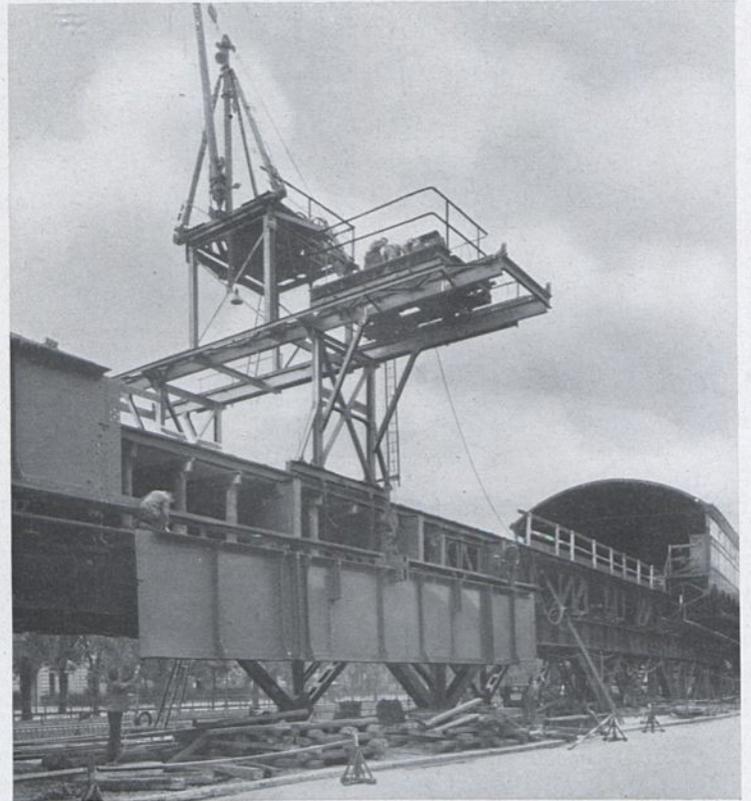


Bild 4. Montagekran. Montage der Hauptträger.

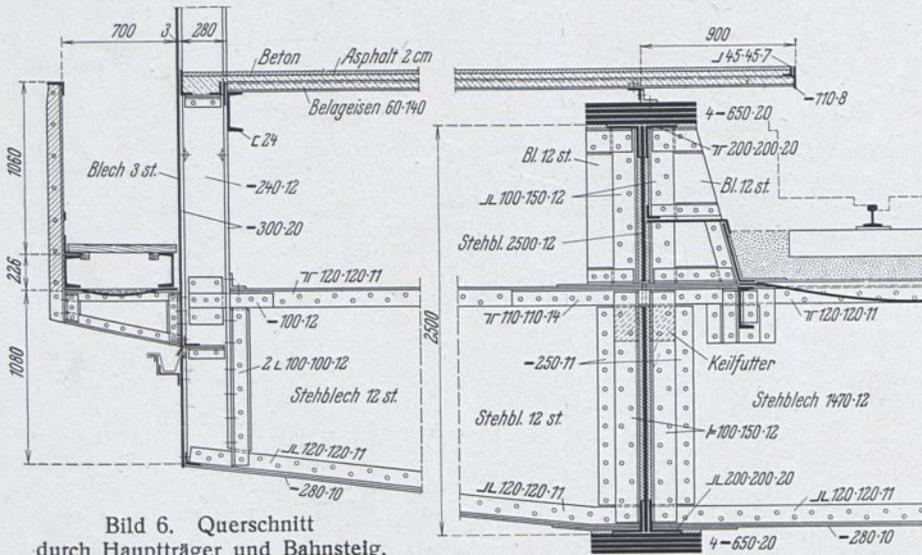


Bild 6. Querschnitt durch Hauptträger und Bahnsteig.

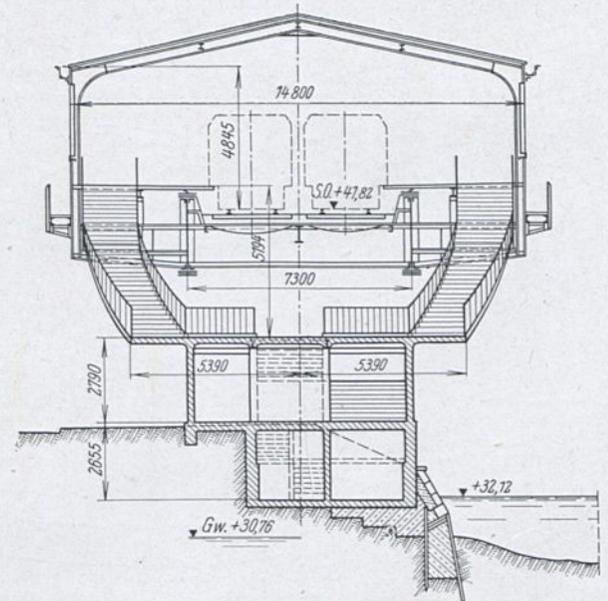


Bild 12. Schnitt c-c durch das Treppenhaus (s. Bild 9).

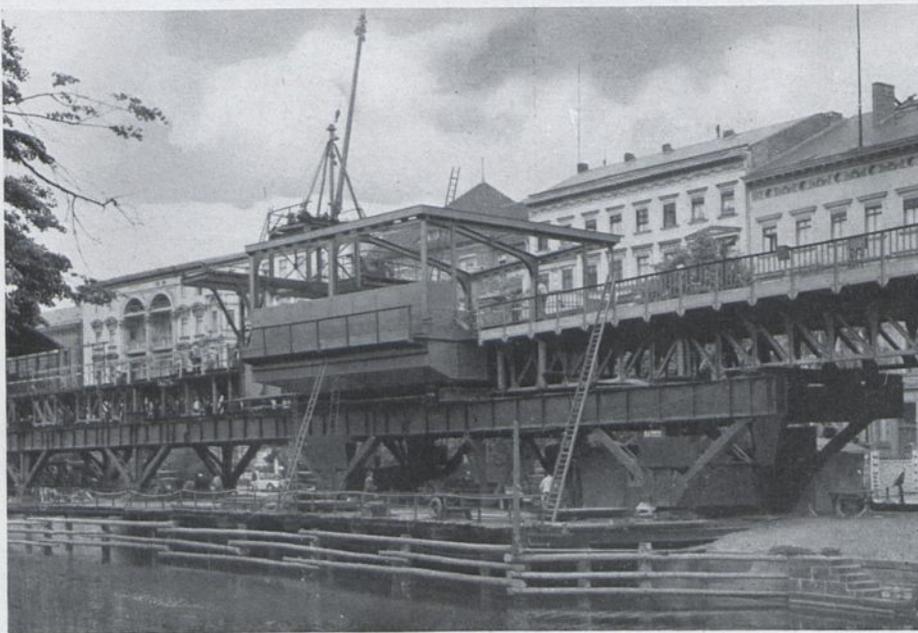


Bild 5. Montagezustand.

im Aufriß noch eine deutliche Überhöhung erhielt, um die tonnenförmige Hallenerweiterung nach der Mitte zu eindrucksvoll in Erscheinung zu bringen und für das Dach innen und außen stetige und gut aussehende Krümmungen zu bekommen (Bild 19).

Die oberen Treppenläufe, die die Bahnsteige mit dem Mittelpodest verbinden, mußten ebenfalls eine starke Krümmung erhalten, um das Kanal- und Straßenprofil wahren zu können (Bild 18 u. 20).

Um nun in dieses Bauwerk eine gewisse Ordnung zu bringen, wurden seine waagerechten Linien konstruktiv besonders betont (Bild 9). Dies fiel nicht schwer, da die Gleise im Bahnhof und den anliegenden Strecken auf 200 m Länge waagrecht sind und da ferner der ganze Bahnhof gleichsam aus einem Stück besteht. Die Dehnungsfugen sind nämlich zugleich die Anschlußstellen der normalen Viadukte an den Bahnhof. Es ist der erste Hochbahnhof, der von Dehnungsfugen nicht durchschnitten wird.

Der einheitliche Eindruck des Bauwerks sollte nicht zerstört werden durch rahmenartiges Herunterziehen der Hauptträger bis zum Erdboden und durch den Einbau von schweren Portalen für die Windkräfte. Diese Konstruktionen hätten sich auch untereinander nicht vertragen,

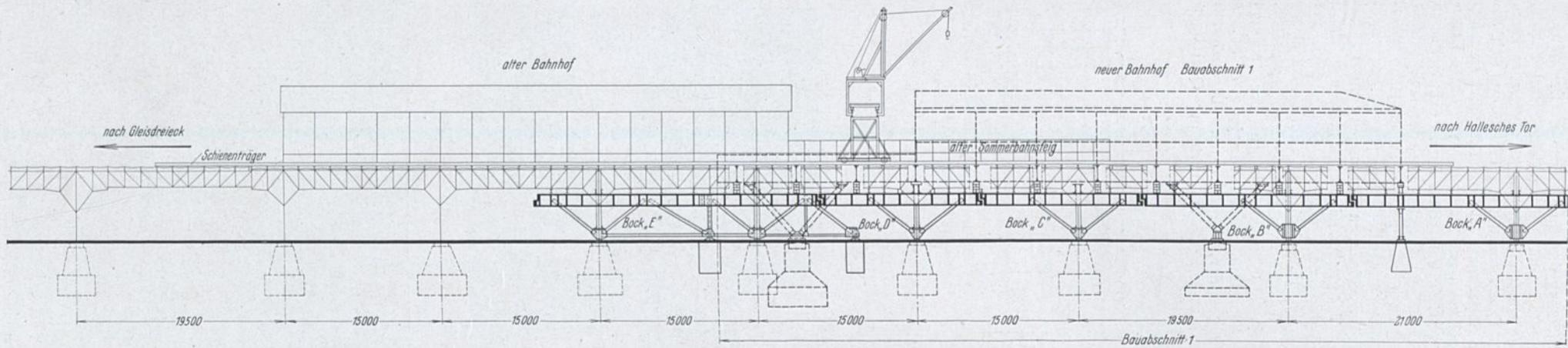


Bild 7. Erster Bauabschnitt.  
Die Hochbahnzüge fahren über die Montagerüstung, der neue Bahnhof ist im Bau, der alte Bahnhof ist noch in Betrieb.

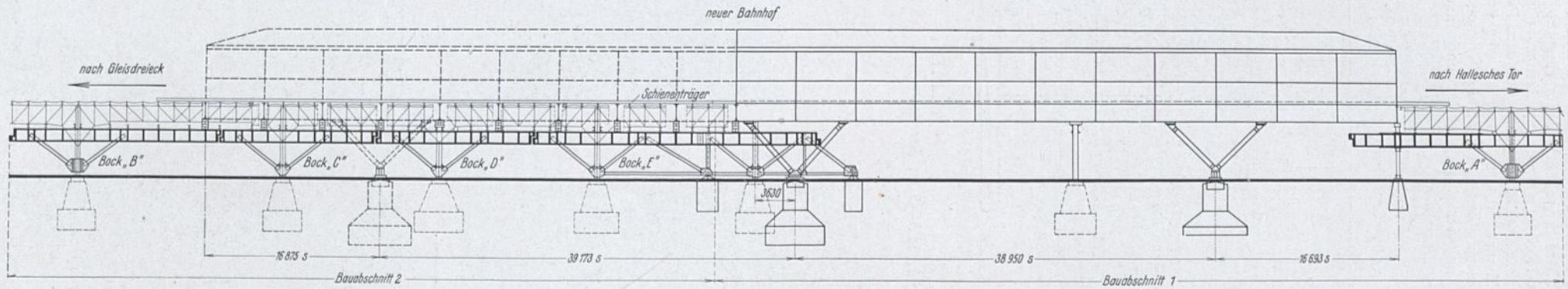


Bild 8. Zweiter Bauabschnitt. Die erste Hälfte des neuen Bahnhofs ist bereits in Betrieb.

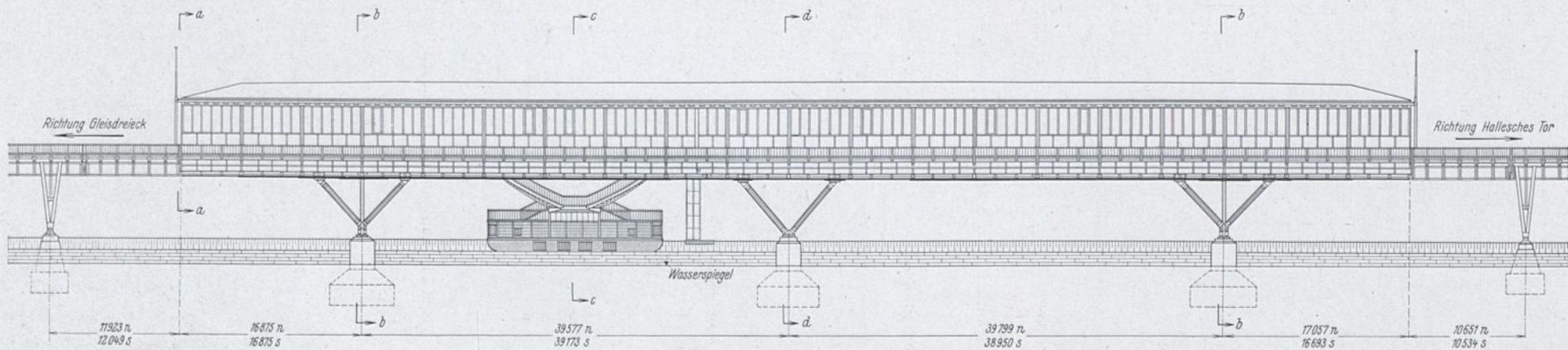


Bild 9. Aufriß des neuen Bahnhofs.

da sie einem gänzlich unregelmäßigen Grundriß zugeordnet hätten werden müssen. Deswegen griff man zu demselben Stützelement, das in großem Maßstabe bereits beim neuen Normalviadukt der alten Hochbahn verwendet wurde, die symmetrische Spreize. Nur ging man diesmal in der Spreizung erheblich weiter (vgl. Bild 9), um von den Momentenlinienspitzen über den Stützpunkten ein erhebliches Stück abzuschneiden und damit die Häufung der Gurtplatten auf kurzen Strecken zu vermeiden.

Die Untersicht der Hauptträger ist daher ruhig und fließend (Bild 21). Jeder Hauptträger bekam als Stützung drei Spreizenpaare. Das mittlere Spreizenpaar ohne Querverband (Bild 10) stützt sich auf eine Stahlgußplatte, die auf dem Pfeiler fest ist und somit die Längskräfte übertragen kann. Die äußeren Spreizenpaare mit Querverband (Bild 11) stützen sich auf Stahlgußplatten, die auf einem Stelzenpaar fahren. Die Spreizen selbst enden oben und unten in Kugellagern aus Stahlguß. Die obere Lager- schale enthält im Innern Schubscheiben für die Übertragung der sehr großen waagerechten Kräfte auf die Hauptträger. Die beiden Rollenlagerpaare fahren in zwei verschiedenen Richtungen (Bild 1). Bei Temperaturänderungen müssen sich also die beiden mittleren Spreizenpaare um ihre Fußgelenke ungefähr senkrecht zur Bahnachse in gleicher Richtung neigen. Die Querverbindungen der äußeren Spreizen werden von je zwei Stäben gebildet, die von dem Lageroberteil des Rollenlagers nach der Querträger-

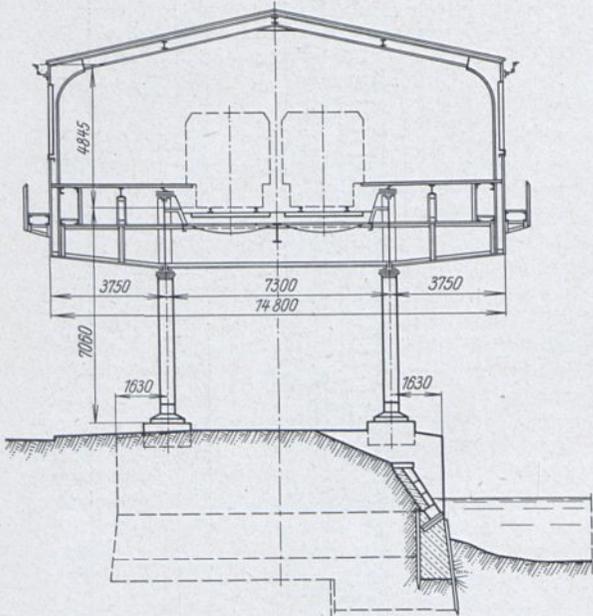


Bild 10.

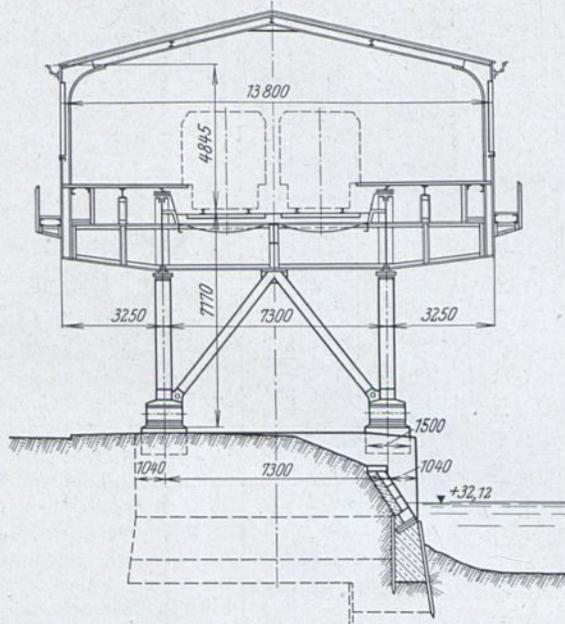
Schnitt *d—d* an der festen Stütze (s. Bild 9).

Bild 11.

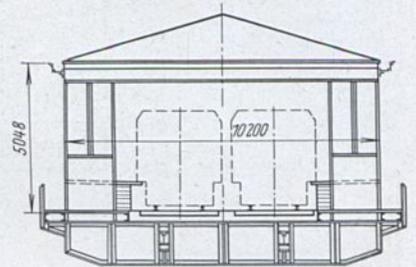
Schnitt *b—b* an der beweglichen Stütze (s. Bild 9).Bild 13. Schnitt *a—a* vor der Giebelwand (s. Bild 9).

Bild 14. Längsansicht des neuen Bahnhofs, Straßenseite.

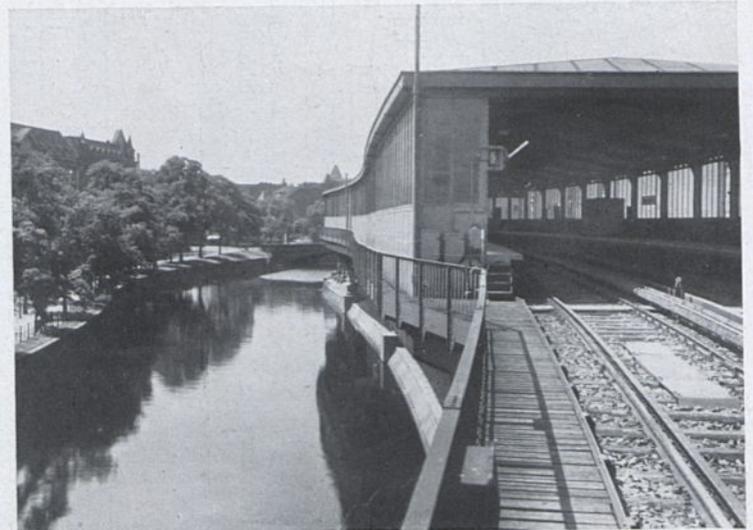


Bild 16. Stirnansicht des neuen Bahnhofs.

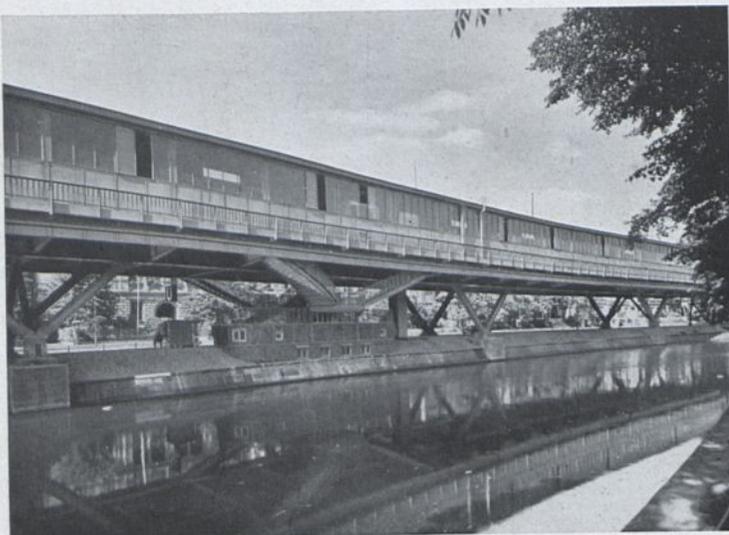


Bild 15. Längsansicht des neuen Bahnhofs von der Wasserseite.



Bild 18. Treppenhaus und Untersicht des neuen Bahnhofs.

mitte laufen (Bild 11 u. 21). Diese Befestigung am Querträger ist als Regelungsvorrichtung ausgebildet, um beim Absetzen der Bauwerke vom Gerüst die Querträger nicht zu belasten und um auch für später eine Ausrichtungsmöglichkeit zu haben.

Hauptträger, Kiesrand und Fahrbahn bilden zusammen einen besonders günstig gelagerten Kragträger auf zwei Stützen, der zur Übertragung der Wind- und Fliehkräfte auf die beiden Rahmen überreichlich stark ist. Um die Buckelbleche als Stegbleche mit Sicherheit benutzen zu können, ist ihre übliche Dicke von 7 mm auf 10 mm erhöht worden.

Bei dieser Anordnung war die Einfügung eines besonderen Fachwerkwindverbandes entbehrlich, was die Montage vereinfachte und dem Bahnhof eine ruhig wirkende Unteransicht gab. Ähnliche Überlegungen führten auch beim Dach dazu, keinen Verband einzubauen, auch nicht für Montagezwecke.

Das an den Enden abgewalmte Dach ist ein einfaches, durchlaufen-

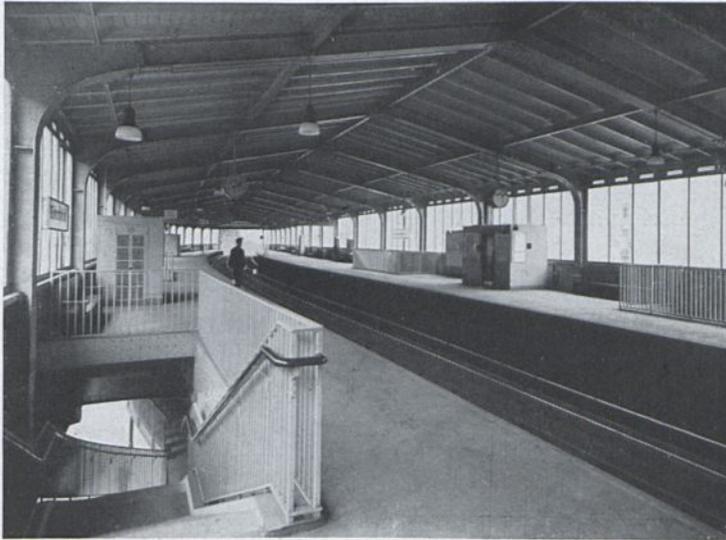


Bild 19. Innenansicht des neuen Bahnhofs.

des Holzpappdachs, frei von jeder Dehnungsfuge, ohne Oberlichter und ohne Entlüfter (Bild 19). Es wird durch Bogenbinder getragen, die mit den Querträgerkonsolen verbunden sind; die Binder sind die einzigen geschweißten Teile des ganzen Bauwerks.

Die Hallenwände sind gekrümmt, die nördliche Wand baucht sich nach außen (Bild 14), die südliche ist geschlängelt (Bild 16). In der ganzen Höhe sind sie durch senkrechte Scheiben verglast, von denen eine große Zahl als Schiebefenster ausgeführt sind (Bild 15 u. 17), die die Entlüftung besorgen, und zwar wegen des Querdurchzuges durch beide Wände zur vollen Zufriedenheit. Der über dem Glase laufende Schlitzstreifen (Bild 19) ist unverglast und entlüftet ständig.

Über die außen an der Hallenwand entlangführenden Kabelstege und die raumabschließenden Schürzenbinder (Bild 13) ist nichts besonderes zu bemerken. Im Sperrnhaus ist eine mit Gas betriebene Zentralheizung, die auch die Diensträume des Bahnsteiges beheizt, eingebaut. Alle Steigleitungen sind in einem freistehenden Schacht untergebracht (Bild 9 u. 15), durch den auch das ganze abfallende Regenwasser abgeleitet wird. Dieser Bauteil tritt nicht störend in Erscheinung.

Es ist selbstverständlich, daß sich alle Konstruktionen, die am Bahnhofskörper befestigt sind, wie dieser Schacht, ferner die oberen Treppenläufe entweder oben oder auf ihren unteren Auflagern frei bewegen können.

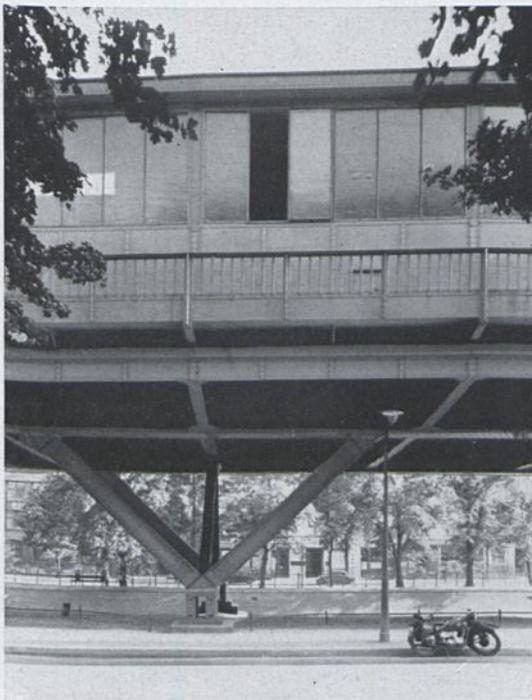


Bild 17. Ansicht der Halle mit den Spreizen (bewegliches Lager).



Bild 21. Unteransicht des neuen Bahnhofs mit Spreize (festes Lager).



Bild 20. Oberer Treppenlauf.

Aus den Bildern 14 bis 21 ist ersichtlich, daß das fertige Bauwerk die charakteristischen Zeichen eines Ingenieurbauwerks trägt, ohne deswegen ein Zweckinstrument billiger Art zu sein. Die vielen stetigen Krümmungen mögen etwas teurer kommen als geknickte Wände und Träger, sie sind aber technisch begründet und lassen die Hauptelemente: Umgebung, Stützung, Bauwerk und Verkehrswege besser zusammenklingen.

Ein besonderes Verdienst an diesem Bau haben unsere Vermessungstechniker, die nicht nur die Theorie und Kartierung der Gleislagen und die bauörtliche Koordinierung beherrschen, sondern auch nach sorgfältiger Abstimmung der eigenen Meßwerkzeuge mit denen der Werke und steter Berücksichtigung der durch Herstellung und Montage entstehenden Formänderungen in den verschiedenen Stahlbaufabriken die gekrümmten Konstruktionen sehr gut zueinander passend zur Abnahme und Aufstellung brachten.

Zum eigentlichen Bauvorgang ist zu bemerken, daß er in zwei Abschnitten erfolgte. Für beide Abschnitte mußte am Kanal über dem Wasser eine Arbeitsbühne errichtet werden (Bild 3). Als Montagegerät wurde der in Bild 4 dargestellte Kran benutzt, der mit seiner schweren Laufkatze die neuen Trägereile (bis 16 t schwer und bis 17 m lang), hob und vor Ort brachte. Dazu kam noch ein leichter Schwenkkran, der auf den Kranträgern rahmenartig aufgestockt war, um der Laufkatze die Durchfahrt zur anderen Arbeitsseite zu ermöglichen.

Der Kran wurde am östlichsten Punkt des Bauwerks eingesetzt und durchlief, dem Baufortschritt entsprechend, die ganze Baustelle, wobei der Schwenker vor sich das alte Hallenbauwerk beseitigte, unter sich die Haupt- und Querträger einbaute und nach hinten die Erstellung der neuen Halle besorgte: Binder, Pfetten, Blechwand usw. Während der ganzen Bauzeit wurde das Portal des Kranes von den Hochbahnzügen mit knappem Spiel durchfahren.

Für den Abriß des alten Bahnhofs sowie für den Aufbau der Neukonstruktion kam eine Montagerüstung zur Anwendung (Bild 3, 7 u. 8). Die Rüstträger stützten sich auf die Fundamente der alten Bahnhofstiele, so daß neue Hilfsfundamente nur in ganz geringem Umfange erforderlich wurden. In Bild 3 ist ein Hilfsüberbau aus C-Profilkonstruktion mit Längsschwellen angedeutet, der auf den Rüstträgern lagerte und nach seiner Erstellung, die während der kurzen Betriebspausen erfolgte, die Betriebslasten übernahm, um dann auch die alte Fahrbahn für den Abbruch freigeben zu können.

Den ersten Bauabschnitt zeigt Bild 7. Nach Absetzen der ganzen alten Tragkonstruktion auf die Rüstung konnten

in die alten Hauptträger Schlitz gebrannt werden, so daß man durch sie die neuen Querträger ohne die Konsole einschieben und den Hilfsüberbau nunmehr auf diese absetzen konnte. Jetzt konnte der Abbau des alten Bauwerks vorgenommen werden, worauf anschließend die Montage der neuen Hauptträger, der Querträgerkonsolen und schließlich der Halle erfolgte.

Während dieser Bauzeit spielte sich der Reiseverkehr noch in der alten Halle ab, die zu diesem Zwecke nach Westen etwas verlängert worden war.

Nach Fertigstellung des ersten Teils des Bahnhofs nebst eines provisorischen Zuganges konnte der Verkehr auf diesen übertragen werden. Der alte Bahnhof war nun totgelegt und konnte im zweiten Bauabschnitt beseitigt und die letzte Hälfte des neuen Bahnhofs erstellt werden. Die Stützenteilung des alten Bahnhofs war hierfür so günstig, daß man das Rüsttragwerk vom ersten Bauabschnitt hier zum zweiten Male benutzen konnte. In den Bildern 7 u. 8 können die Ortsveränderungen der Stützböcke *B*, *C* und *D* verfolgt werden. Der Bock *C* in seiner zweiten Lage und eine Hilfstragwand links vom Bock *A* verhin-

derten die großen Durchbiegungen der Hauptträger während des Baues so lange, bis sie durchgehend vernietet waren und abgesetzt werden konnten.

Die Stahlbauten für den Bahnhof lieferten die Berliner Firmen Hein, Lehmann & Co. als federführend, die auch die Werkzeichnungen zu fertigen hatte, ferner Krupp-Druckenmüller, Dellschau und Berliner Stahlbau.

Von dem Hilfsüberbau hatte außer den Berliner Firmen H. Gossen und Krupp-Druckenmüller noch die Stettiner Firma Gollnow & Sohn Lieferungen übernommen.

Das gesamte eingebaute Stahlgewicht (St 37) betrug 1001 t, von denen auf die Hauptträger 443 t, Fahrbahn 339 t, Halle 219 t trafen. Dazu kamen noch 53 t Stahlguß. Für Hilfsbauten sowie Rüstung und Hilfsüberbau wurden 330 t benötigt. Die Stahlbauten wurden vom 14. November 1934 bis 29. Juli 1936 fertiggestellt. Die gesamten Baupläne wurden von den Konstruktionsbüros der Berliner Verkehrs-Aktiengesellschaft aufgestellt. Die Montage erfolgte im Einvernehmen mit den ausführenden Stahlbauunternehmen.

## Haus der deutschen Kunst, München.

Von Obering. Willi Büttner, Lauchhammer.

Dieses Bauwerk, das nach dem Entwurf des verstorbenen Prof. Troost in München ausgeführt wurde, zeigt uns eine glückliche Verbindung von Massiv- und Stahlbau. Während die Umfassungs- und Innenwände in Mauerwerk errichtet wurden, erfolgte die Ausführung des Daches in Stahl.

Entsprechend der Aufteilung des Gebäudes in verschiedene Ausstellungsräume sind die Innenwände angeordnet. Die Außenwände und ein Teil der Innenwände sind so stark ausgeführt, daß sie die senkrechten Dachlasten und Deckenlasten, soweit diese nicht von den Innenstützen

aufgenommen werden, sowie die auf das Gebäude wirkenden Windkräfte auf die Fundamente übertragen. Alle weiteren Zwischenwände sind so angelegt, daß sie zwecks anderweitiger Raumeinteilung leicht entfernt werden können und erhalten demgemäß keine Belastung.

Die Anordnung der Wände im Grundriß ist aus Bild 1 zu ersehen.

Bild 2 zeigt einen Querschnitt durch die beiden Flügelbauten. Sie bestehen aus fünf Hallen, von denen die mittlere eine Breite von 15 m hat und die seitlichen eine Breite von 10 m. Zu beiden Seiten der Halle ziehen sich offene Säulengänge von 5 m Breite hin.

Während in den drei Mittelschiffen der ganze Raum vom Erdgeschoß bis zum Dach frei durchgeht, sind in den beiden Seitenschiffen noch Zwischendecken eingezogen.

Im mittleren Teil des Gebäudes befindet sich die Ehrenhalle, deren Länge sich über die drei mittleren Hallenschiffe der Flügelbauten erstreckt.

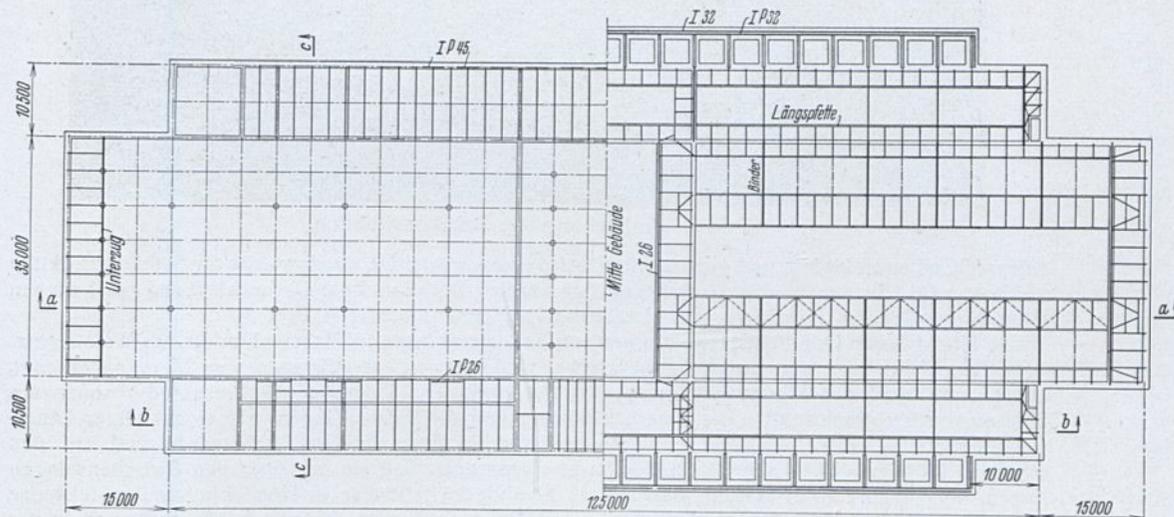


Bild 1. Grundriß.

Die Gesamtlänge des Gebäudes beträgt 255 m und die Gesamtbreite 65 m einschließlich der Säulengänge an den beiden Längsseiten. Durch eine in der Mitte gelegene Ehrenhalle von 25 m Breite und 35 m Länge wird das Gebäude in einen Ost- und einen Westflügel geteilt.

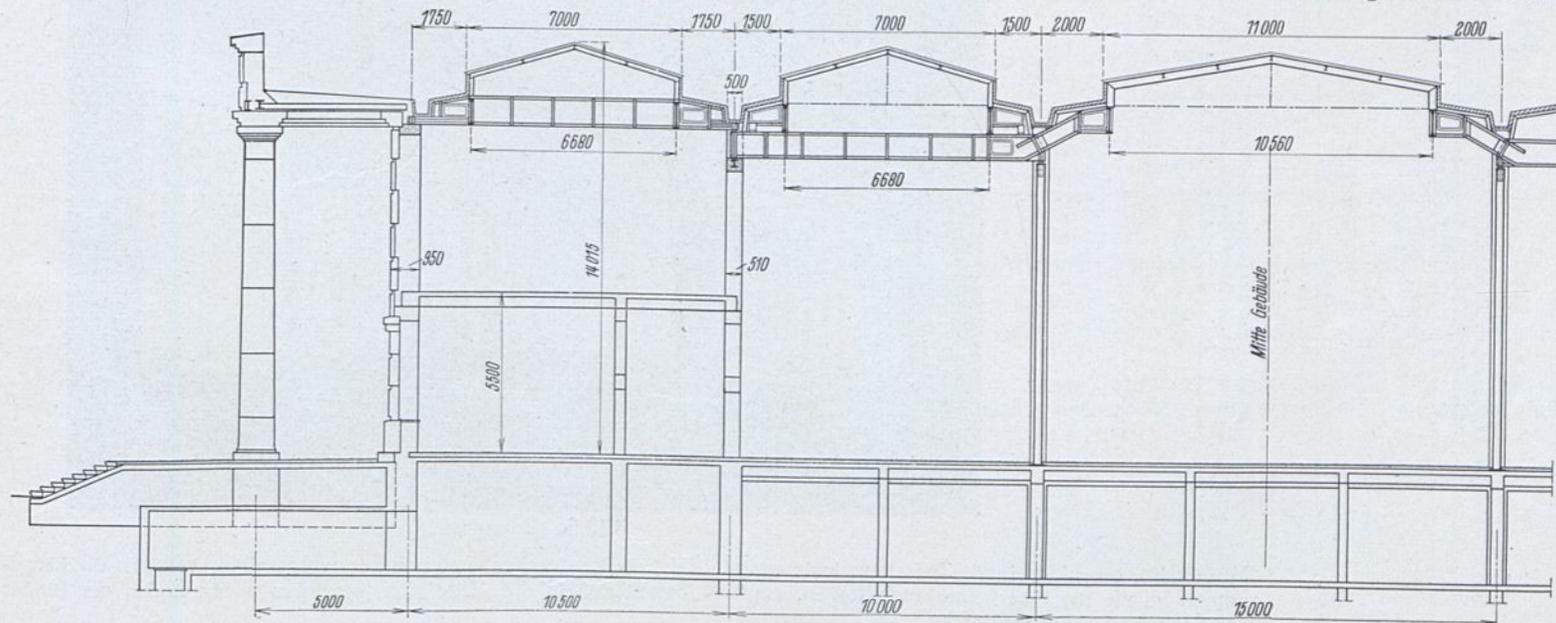


Bild 2. Querschnitt.

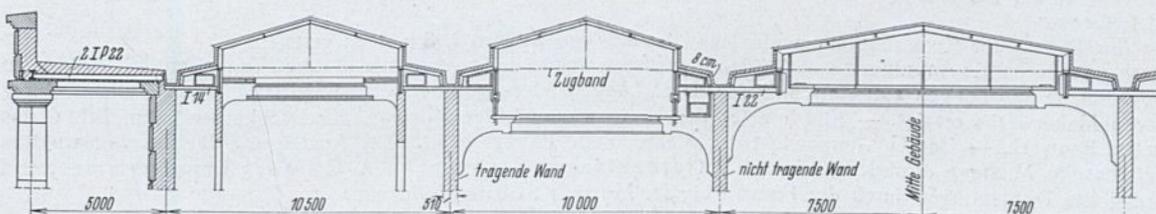


Bild 3. Schnitt c-c (s. Bild 1).

Die Dacheindeckung besteht aus kittlosen Oberlichtern und zwischen diesen aus 10 cm dicken Bimsbetondielen, die mit Kupferblech abgedeckt sind. Die Rinnen sind ebenfalls aus Bimsbetondielen ausgeführt.

Unter den Oberlichtern wurden Staubdecken angeordnet und die Zwischenräume von diesen bis zu den Wänden wurden durch

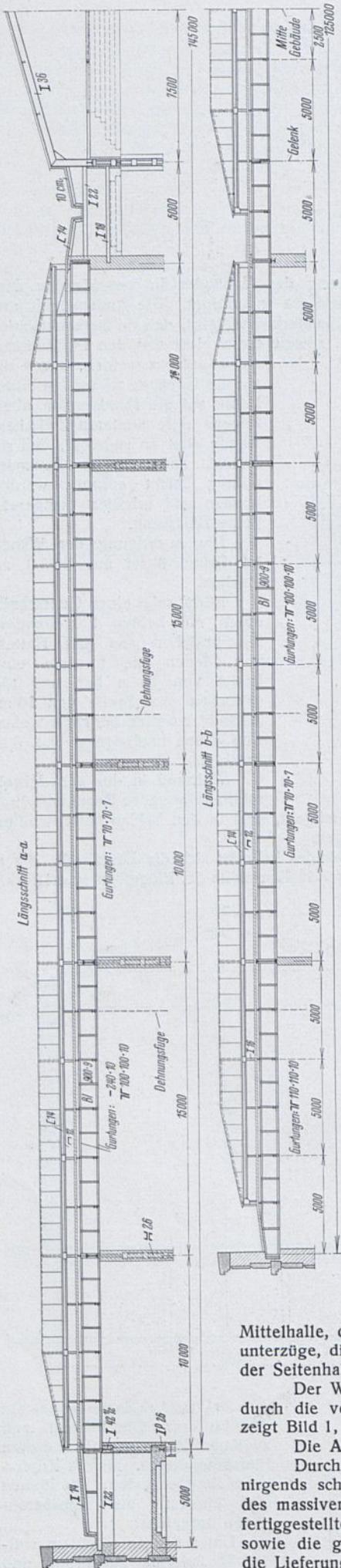


Bild 4. Längsschnitte.

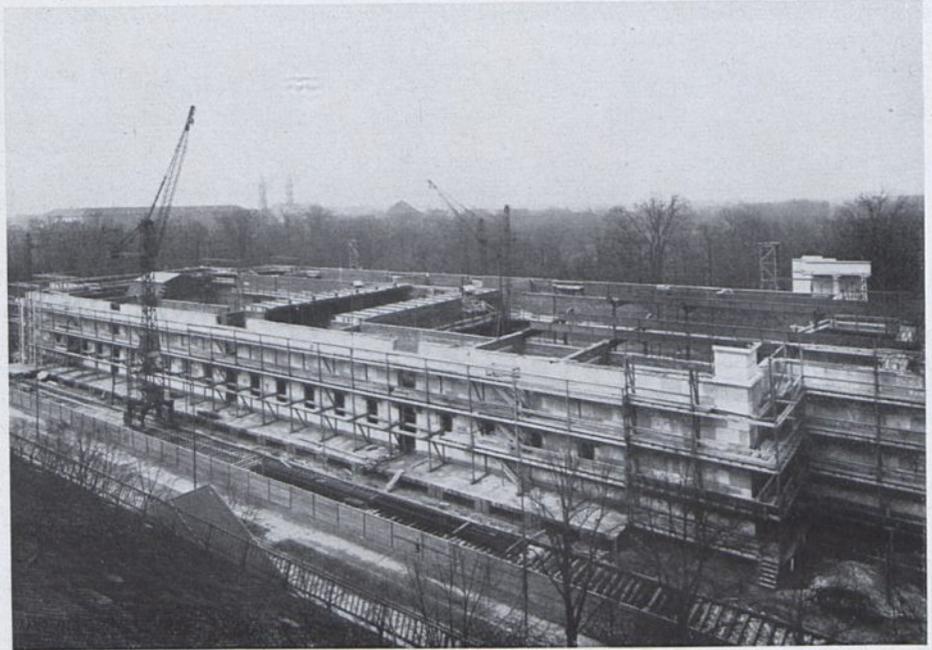


Bild 5. Aufstellung der Dachkonstruktion.

entsprechend ausgebildete und gegliederte Rabitzdecken verkleidet, durch welche die Stahlkonstruktion verdeckt wird. In den hierdurch zwischen der unteren Decke und der Dacheindeckung geschaffenen Räumen wurden die Kanäle für die Heißluftheizung untergebracht (s. Bild 3).

Die kittlosen Oberlichtsprossen ruhen auf Pfetten und diese auf Rahmenbindern aus Walzträgern.

Zur Aufnahme der Bimsbetondachdecke sind Sparren im Abstände von 2,5 m angeordnet, die entsprechend der Rinnenausbildung geknickt sind. Die Ecken der Rahmenbinder sowie der Sparren wurden geschweißt. Die Oberlichtrahmen und die Sparren lagern auf vollwandigen Längsunterzügen und diese auf den ebenfalls vollwandig ausgebildeten Dachbindern und auf den massiven Wänden. Die Lage der Binder ist so angeordnet, daß sie nur über den Zwischenwänden liegen, so daß ihre Konstruktion, obwohl die Staubdecke teilweise in Höhe Bindermitte, teilweise sogar über den Bindern liegt, nirgends in den Raum tritt. Zu diesem Zweck sind auch in der



Bild 6. Frontansicht.

Mittelhalle, die nicht durch Zwischenwände unterteilt ist, keine durchgehenden Binder vorgesehen, sondern die Längsunterzüge, die die Oberlichtrahmen tragen, sind an konsolartig in die Mittelhalle hineinkragenden Enden der Binder der Seitenhallen angeschlossen.

Der Wind auf die Oberlichter wird durch Verbände auf die Längsunterzüge bzw. Binder übertragen, die ihn durch die verankerten Deckenträger auf die Umfassungswände leiten. Die Lage der Pfetten, Unterzüge und Binder zeigt Bild 1, rechts.

Die Ausführung der Konstruktion im einzelnen ist aus den Bildern 2, 3 u. 4 zu ersehen.

Durch entsprechende Anordnung von Ausdehnungsfugen wurde dafür gesorgt, daß durch Temperaturschwankungen nirgends schädliche Spannungen auftreten und daß durch Längenänderungen der Stahlkonstruktion keine Beanspruchung des massiven Mauerwerks erfolgt. — Bild 5 zeigt die Halle während der Montage der Dachkonstruktion, Bild 6 das fertiggestellte Bauwerk. — Das Gesamtgewicht der Stahlbauteile beträgt 875 t. Die Ausführung der Dachkonstruktion sowie die gesamte Montage erfolgte durch die Mitteldutschen Stahlwerke A.-G., Werk Lauchhammer, und die Lieferung der Deckenträger durch die Firma Friedr. Maurer Söhne, München.

## Beitrag über die Stahlkonstruktionen der Wettbewerbsentwürfe um die Kongreßhalle in Hamburg.

Von Dr.-Ing. Alfred Junge, Hamburg.

### Übersicht.

Im folgenden werden einige Stahlkonstruktionen besprochen, die im Zusammenhang mit den Wettbewerbsentwürfen für die Kongreßhalle in Hamburg seitens der Projektbearbeiter vorgeschlagen wurden.

Während bereits in anderen Zeitschriften<sup>1)</sup> Veröffentlichungen im Sinne der Wettbewerbsgrundlagen, vom Standpunkt des entwerfenden Architekten aus betrachtet, gemacht wurden, sollen hier einige der den Konstrukteur interessierenden Stahlkonstruktionen preisgekrönter Entwürfe besprochen werden. Die Fülle des vorliegenden Materials, allgemein in planungstechnischer und im besonderen in konstruktiver Hinsicht, ist derart groß, daß es hier nur möglich ist, die dem Verfasser seitens der Architektenschaft freundlicher Weise zur Verfügung gestellten Unterlagen vom allgemeinen Gesichtspunkte aus und im Sinne der Gedanken des jeweiligen Wettbewerbsteilnehmers zu behandeln. Im Gegensatz zu den allgemeinen Gepflogenheiten des Konstrukteurs, eine Konstruktion vorwiegend vom Standpunkte der konstruktiven Wertigkeit und Wirtschaftlichkeit aus zu behandeln, ist es bei Konstruktionsentwürfen, wie sie im Zusammenhang mit der Entwurfsbearbeitung eines außergewöhnlichen Objektes, wie des vorliegenden, sich ergeben, erforderlich, in erster Linie diejenigen Forderungen zu erfüllen, die sich aus den Bedingungen für die innere und äußere Raumgestaltung des Bauwerks, im Zusammenhange mit den Fragen der Akustik, der Verkehrstechnik und der architektonischen Wirkung ergeben. Demzufolge ist es in dem vorliegenden Falle also nicht möglich, die Wertigkeit einer Konstruktion in mehr einseitiger Weise, wie allgemein in der Konstruktionspraxis vorwiegend üblich, lediglich nach statisch-konstruktiven und wirtschaftlichen Gesichtspunkten zu betrachten.

Das Programm, das den Entwurfsbearbeitern als Unterlage diente, sei zunächst angeführt:

Der Ausschreibung des Wettbewerbs lag der Gedanke zugrunde, einen würdigen Rahmen für Veranstaltungen großen Stils zu schaffen. Von wesentlicher Bedeutung war dabei der Programmpunkt der Teilbarkeit der Räume, um sie für mehrere gleichzeitig stattfindende Veranstaltungen benutzbar zu machen. Die Halle soll folgenden Zwecken dienen: Massenversammlungen und Kongressen jeder Art, Sportveranstaltungen, insbesondere leichtathletischen Wettkämpfen, Reit- und Fahrturnieren, Theater- und Musikaufführungen, Aufführungen von Massenchor, Gesellschaftlichen Veranstaltungen, Ausstellungen aller Art.

Es muß möglich sein, bei Massenversammlungen 60 000 Menschen größtenteils auf Stehplätzen unterzubringen. Höchstens die Hälfte dieser Zahl darf in unmittelbar an die Kongreßhalle angrenzenden Ausstellungshallen untergebracht werden. Auch bei 60 000 Menschen darf die schnelle und reibungslose Entleerung der Halle und die Überleitung der Menschenmassen in die angrenzenden Straßenzüge und zu den Verkehrsanlagen nicht leiden. Ausgänge, Treppen, Umgänge, Rang- und Gestühlanlagen haben den Bestimmungen für Versammlungs- und Theaterräume zu entsprechen.

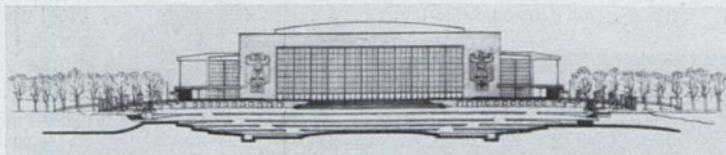


Bild 3. Entwurf Gutschow. Front- und Längsansicht.

Beim Entwurf der Halle ist von einer Sportarena mit umgebenden ansteigenden, festen Gestühlreihen auszugehen. Alles übrige Gestühl muß sich leicht beseitigen lassen, um bei Massenveranstaltungen Raum für Stehplätze zu gewinnen, wobei auch die Fläche der Arena für Stehplätze mitbenutzt werden soll. Die Arena muß von einer 6,25 m breiten und 300 m langen Laufbahn umrandet sein.

Nicht allein bei Versammlungen und Veranstaltungen geringeren Umfangs soll jeder Vorgang in der Arena von allen Plätzen aus gesehen werden können, auch bei Mitbenutzung der angrenzenden Ausstellungshallen zu Massenversammlungen (60 000 Menschen) muß der Platz des Redners und seiner Begleitung möglichst allen Teilnehmern sichtbar sein. Es steht nichts im Wege, dies dadurch zu erleichtern, daß das Rednerpodium heb- und versenkbar eingerichtet wird.

Die Kongreßhalle soll so eingerichtet sein, daß sie — etwa durch mechanisch bewegliche Wände — in mehrere für sich abgeschlossene Teile für Versammlungen geringeren Umfangs zerlegt werden kann. Die gleichzeitige Benutzung der einzelnen Teile für verschiedene Zwecke muß möglich sein. Die anschließenden Teile der Ausstellungshallen müssen ebenfalls, etwa durch mechanisch bewegliche Wände, von der Kongreßhalle abgetrennt werden können.

Alle Trennungs- und Umgestaltungseinrichtungen müssen schnell, bequem und mit geringsten Kosten arbeiten können.

Das Programm zeigt, daß hier baulich außergewöhnliche Verhältnisse vorliegen, die nicht nur von dem Architekten, sondern auch von dem Konstrukteur besondere Maßnahmen verlangen.

Im folgenden seien die verschiedenen Entwürfe der Entwurfsverfasser besprochen:

### 1. Entwurfsverfasser:

Arch. B.D.A. Reg.-Baumstr. Konstanty Gutschow, Hamburg.

Mitarbeiter: a) Architekt B.D.A. Klaus Hoffmann, Hamburg. b) Baurat Ernst Petzold, Zittau, für Akustik. c) Saupe & Mielke G.m.b.H., Berlin, für Heizung und Lüftung. d) Carl Flohr A.-G., Berlin, für Aufteilungsvorrichtungen. e) Bildhauer Rewaldt, Hamburg für Plastik. f) Für die Konstruktion: Dr.-Ing. H. Zippel, Hamburg, mit Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen (ein 2. Preis).

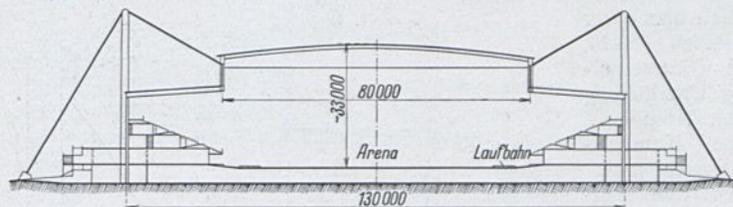


Bild 1. Entwurf Gutschow. Ursprünglich geplante Hängekonstruktion.

Die wesentlichen Entwurfsgedanken der Verfasser, aus denen die Konstruktionsform sich zwangsläufig entwickelt, seien hier zunächst angeben:

„Um ein einheitliches Zusammengehörigkeitsgefühl und ein einheitliches Gemeinschaftserlebnis lebendig werden zu lassen, müssen zu große Ausdehnungen der Halle in einer Richtung vermieden werden, weil sonst

jedlicher Kontakt zwischen Führer und Gefolgschaft, ein persönliches Fluidum erlischt. Deshalb ist von vornherein ein länglich-rechteckiger Grundriß unmöglich, der zwar den wirtschaftlichen Vorteil geringerer Spannweite hat. Die Menschen sind vielmehr nach Möglichkeit auf einer annähernd quadratischen Fläche zu sammeln; ferner aber ist notwendig, die ungeheure Menschenmasse, sonst amorph, zu gliedern und auszurichten, ihr Gesicht und Ziel zu geben. Aus diesen beiden Grundforderungen heraus entsteht der längsgerichtete Raum auf einer annähernd quadratischen Grundrißfläche. Die Längsbewegung des Raumes entsteht vor allem

<sup>1)</sup> Ztrbl. d. Bauv. 1934, S. 449. — Die Baugilde 1934, S. 511. — Bau-Rundschau 1934, S. 149. — Bautechn. 1934, S. 581.

durch das herausgehobene Mittelschiff, durch den stützenfreien, basilikalischen Querschnitt.

Als konstruktive Lösung für diesen raumkünstlerisch bestimmten Querschnitt war zuerst an eine Hängekonstruktion gedacht (Bild 1), weil die Eleganz und Leichtigkeit dieser Konstruktionsweise reizte. Bei der Durcharbeit aber zeigte sich, daß die besondere, eigenartige Schönheit der Hängekonstruktionen, wie wir sie vom Brückenbau her kennen, beim Bau einer Halle schwer erreicht werden kann, weil die konstruktiven Linien nicht genügend verfolgt und geföhlt werden können. Die scheibenmäßige Ausfüllung der senkrechten Konstruktionsebene verdeckt vollends die Konstruktionslinien, die offene durchsichtige Lösung wirkt leicht zu unruhig. So entstand die gewählte Lösung, die die Aufgabe des Überspannens in zwei Elemente teilt: die Kragbinder und die aufgesetzten Hallenbinder.

Akustische Gründe bestimmten vor allem die Aufteilung der Deckenfelder in einem tiefen Relief, um den Betrag des zurückgeworfenen Schalles, der durch eine absorbierende Verkleidung schon möglichst gering ist, noch weiter zu verringern und zu zerstreuen. Akustische Gründe bestimmten ferner, neben denen der besseren Sicht, die kurvenförmige Überhöhung der Tribünen. Eine Konstruktionsauswahl nach rein wirtschaftlichen Gesichtspunkten kam hier also nicht in Frage."

Bild 2 zeigt den Grundriß, Bild 3a und b Front- und Längsansicht des Entwurfs.

Die freitragende, stählerne, geschweißte Hallenkonstruktion besteht aus den Kragbindern der Seitenschiffe und den schwach überhöhten Bindern des Mittelschiffes. Die Hauptbinder, bis an den Halbkreis des Grundrisses ausgeführt, mit 17 m gegenseitigem Abstand, werden durch Zwischenbinder, deren Lasten zum Teil durch Aussteifungsträger, an den Grenzen zwischen Mittel- und Seitenschiff liegend, auf die Kragträger übertragen werden, sekundär belastet. Bild 4a bis c zeigt die Gesamtübersicht der Binderkonstruktionen. Der Kragträger ruht in etwa  $\frac{1}{3}$  vom äußeren Ende auf einer Stütze von kastenförmigem Querschnitt. Am äußeren Ende des Kragarmes hängt

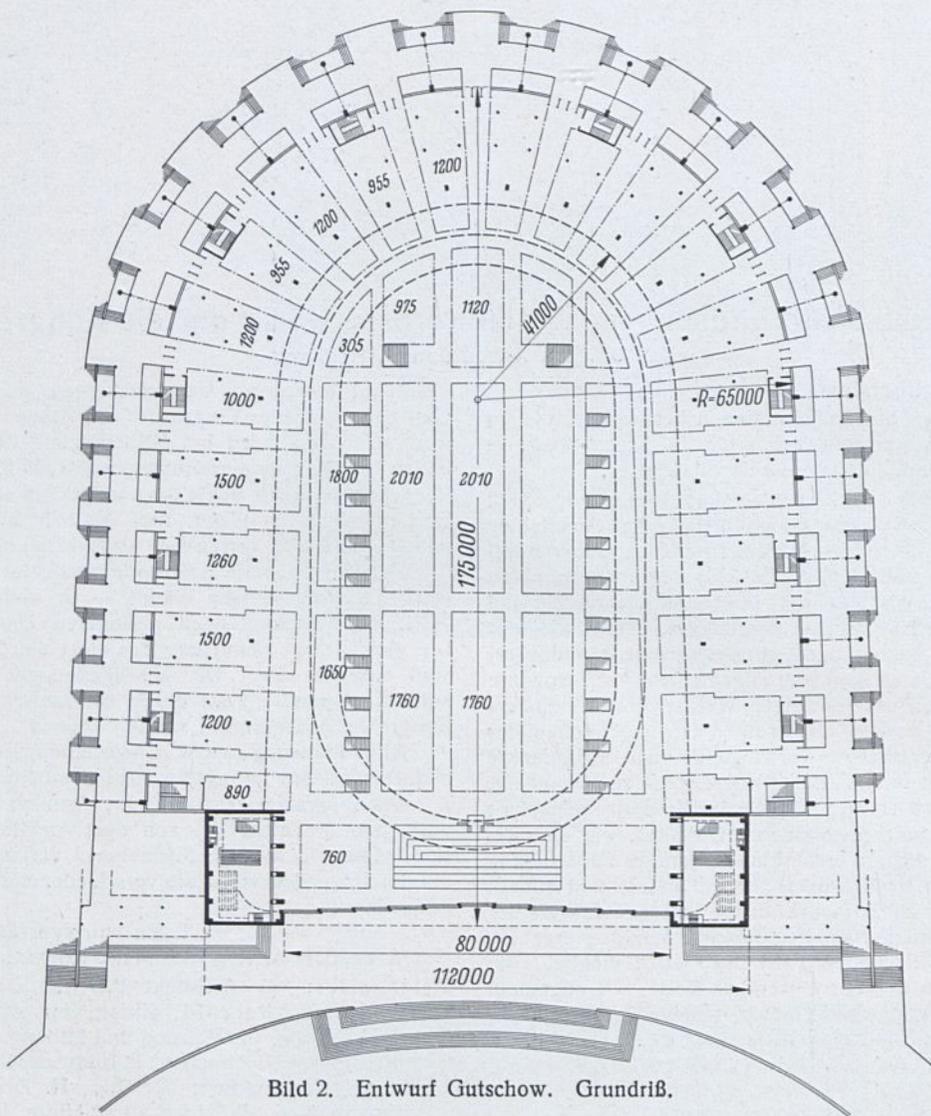


Bild 2. Entwurf Gutschow. Grundriß.

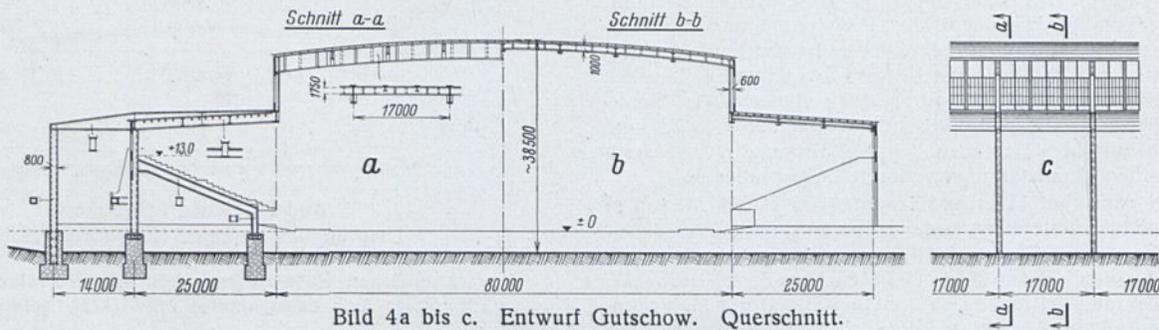


Bild 4a bis c. Entwurf Gutschow. Querschnitt.

an einem Zugglied, dessen Querschnitt, um die Zugfunktion äußerlich besser in Erscheinung treten zu lassen, rund ausgebildet wurde, das im Boden untergebrachte, tiefgegründete Gegengewicht in Beton. Die Druckstütze des Kragarmes steht also, wie die Bilder 4 u. 5 zeigen, mit der Außenwand der Halle bündig; ferner ist aus Bild 5, der Modellaufnahme, die vorteilhafte Wirkung der Kragkonstruktion mit den Zuggliedern und dem von ihnen getragenen scheibenartigen Mittelschiffteil gut ersichtlich. Zur Aufnahme seitlicher Kräfte (Windkräfte) ist die Tribünenkonstruktion mit herangezogen worden. Die Kragträger erhalten eine dem Momentenverlauf des Kragträgers angemessene Form und kastenförmigen Querschnitt (Bild 4). Die Form ergibt sich vorwiegend auch mit Rücksicht auf die architektonische Wirkung der äußerlich sichtbaren Kragträger. Haupt- und Zwischenbinder des Mittelschiffes bestehen aus Blechträgern normaler Konstruktion (Bild 4). Das System der Hauptpfetten mit 10 m Abstand überträgt die Last der Zwischenbinder auf die Hauptbinder. Die auf Haupt- und Zwischenbindern liegenden Sekundärpfetten tragen die Dachhaut. In dem halbkreisförmigen Teil des Grundrisses sind die Binder strahlenförmig auf den Anfallspunkt, Mittelpunkt des Halbkreises, gerichtet. Für diesen Teil des Grundrisses ist also eine Sonderausbildung erforderlich, die jedoch konstruktiv Schwierigkeiten bereitet.

Die Hauptbaustoffe, die äußere Erscheinung der Halle bestimmend, sind folgende: Die Stahlkonstruktion, deren statische Funktion unterstrichen und deutlich ablesbar ist, in hellem Stahlgrau (mit aufgespritztem Farbüberzug unter Aluminiumzusatz), die großen Glasflächen zwischen Eisensprossen, die Dachflächen in hellgrauem Wellernit, die Klinkerflächen der Seitenbühnentürme, die in den Fronten große Hoheitszeichen in plastischer Keramik tragen und auf ihren Seitenflächen in großen Linien mit farbiger Keramik gegliedert sind, die Betonflächen der die Halle umgebenden Hochwege und Treppenanlagen in schalungsraschem Kiesbeton.

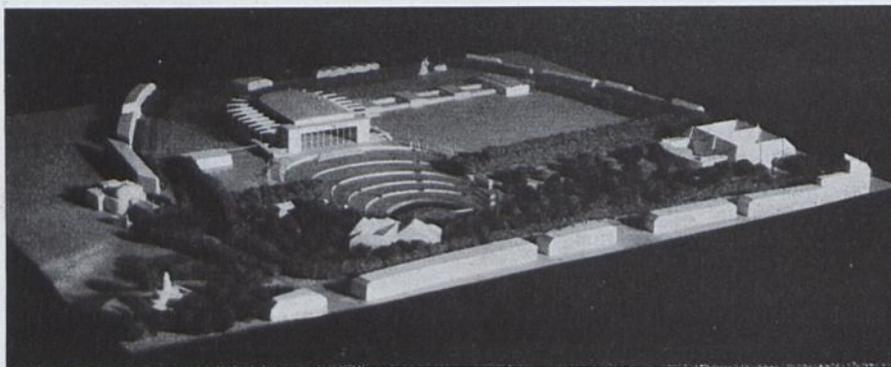


Bild 5. Entwurf Gutschow. Modell.

Die innere Wirkung der Halle beruht auf denselben Elementen in völliger Einheit von Innen und Außen.

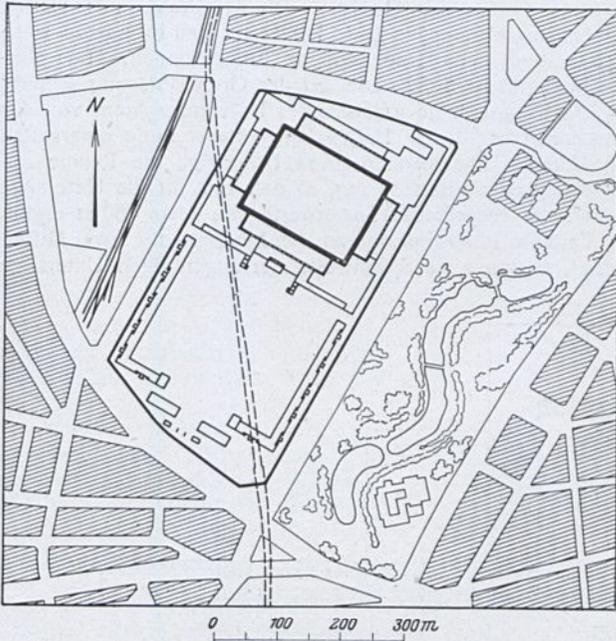


Bild 6. Entwurf Behrens. Lageplan.

Dazu kommen die Deckenflächen in Holzfaserplatten in hellem Naturton und die Holzflächen der Tribünensitze, die ebenfalls in gebräuntem Naturton stehen bleiben.

Die Seitentürme bestehen aus einer Stahlkonstruktion mit Ausfachung und Verblendung. Die Unterkonstruktion der Halle, wie die der umgebenden Hochwege, Treppenanlagen und Terrassen, ist in Eisenbeton vorgesehen.

Außer den Hallenkonstruktionen stellen die Konstruktionen der nach dem Programm geforderten verschieblichen Trennungswände, zwecks Teilung des Hauptraumes in mehrere voneinander getrennt zu benutzende Einzelräume, besondere Aufgaben an den Konstrukteur. Für den Entwurf Gutschow seien die Hauptleitgedanken für die Konstruktion und die Anordnung derartiger Wände kurz angegeben.

Die Abtrennungswände, die die innere Arenafläche von den umgebenden Arenaflächen unter den Tribünen abtrennen, sind an zwei verschiedenen Stellen einzurichten, entweder in der Flucht der vorderen Tribünenstützen oder in der Flucht der zweiten Stützenreihe. Die Abtrennwand besteht aus etwa 4 m hohen, für beide Fälle gleich zu benutzenden Wandtafeln, die in vorbereitete Schienen einzuhängen sind. Nach Bedarf werden Türelemente eingefügt.

Die Teilungswand, die die Halle in mehrere Teile unterteilt, ist auf zweierlei Arten zu konstruieren, entweder als verschiebbare oder als örtlich zu montierende Wand. Im mittleren Deckenfeld von 80 m Spannweite bewegt sich eine Schiebebühne nach Art der Schiebebühnen in Industriehallen. Diese Schiebebühne stellt gewissermaßen einen beweglichen Schnürboden dar.

Im ersten Falle werden aus den Seitenbühnentürmen etwa 7,30 m breite Wandelemente in die Schiebebühne hinausgeschoben, wobei der Hauptteil der Lasten von einem verschiebbaren Unterwagen, der versenkbar ist, aufgenommen wird. Nun ist die Teilungswand an eine beliebige Binderstelle der Halle verfahrbar. Im Prinzip ähnlich, werden die Trennwandteile der Tribüendreiecke gegen die Stirnwand zum Verschwinden gebracht. Im anderen Fall wird die Teilwand der Breite nach in 11 Teile und der Höhe nach in 6 Teile aufgeteilt und aus einzelnen

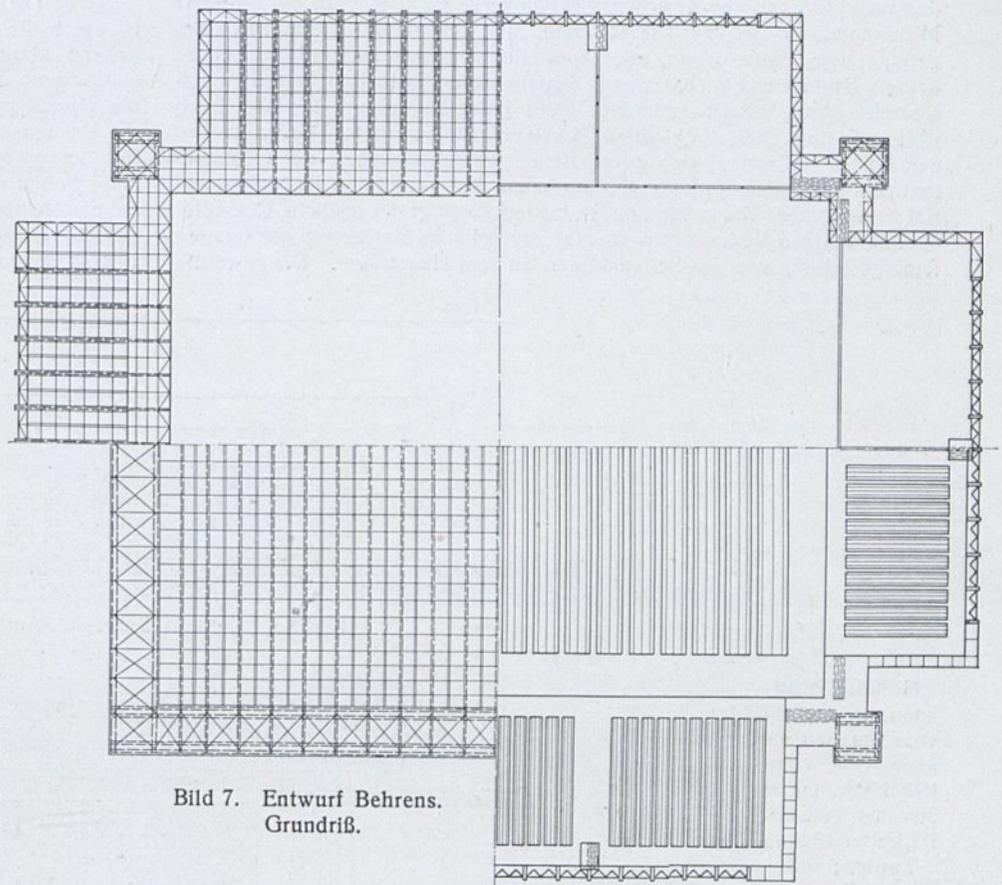


Bild 7. Entwurf Behrens. Grundriß.

Kasten von nach oben hin sich verjüngender Tiefe (zwischen 4 m und 3 m tief) mittels der Schiebebühne und auf ihr sich bewegender Laufkatze aufmontiert. Diese Kästen bestehen aus Wandseiten von 1 m Eigenkonstruktionstiefe und abzumontierenden Hinterkonstruktionen. Die einzelnen Teile sind durch die Senkbühnenlöcher im Fußboden in den Untergeschoßräumen abzustellen. Die erste Ausführung gewährleistet zwar schnellste Herstellung der Aufteilung, erfordert aber recht hohe Anlagekosten. Die zweite Ausführung ist wesentlich billiger, erfordert in jedem Fall dafür einen höheren Lohnaufwand und etwas mehr Zeit für die Montage. Akustisch lassen sich beide Ausführungsformen gleich einwandfrei konstruieren.

2. Entwurfsverfasser: Professor Dr. Peter Behrens, Wien.

Statischer Mitarbeiter: Ingenieur Rob. Schindler (ein 1. Preis).

Hier folgen die Entwurfsgedanken der Entwurfsverfasser:

Allgemeine konstruktive Erläuterungen. Der Beschreibung der technischen Konstruktion dieses Entwurfes soll folgendes vorangestellt werden:

Bei dem hier vorliegenden, groß angelegten Hamburger Ideenwettbewerb handelt es sich um einen Hallenkomplex, der bis zu 60000 Menschen bald in einem gemeinsamen Raum vereinigt, bald in einigen Räumen getrennt gleichzeitig aufnehmen soll. Das Gelingen einer derartigen Aufgabe ist grundlegend an die Auffindung einer richtigen Grundrißlösung gebunden; hiermit ist aber auch schon die tragende Konstruktion in gewisse Richtungen gewiesen und hinsichtlich der Rangordnung der Schwierigkeiten und Kosten festgelegt. In diesem Falle wurden, wie die Bilder 6 u. 7 zeigen,

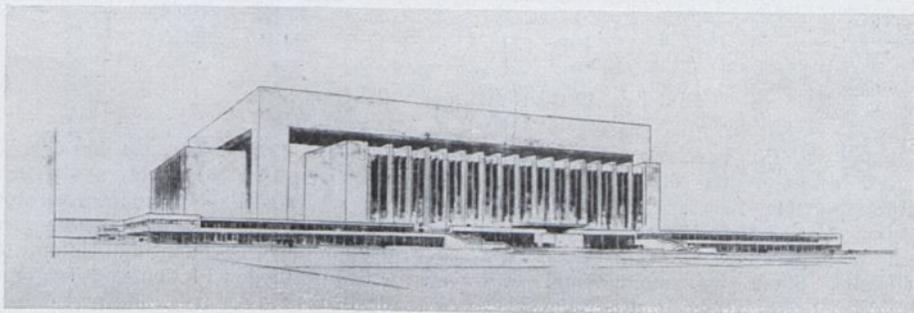


Bild 9. Großer Entwurf Behrens.

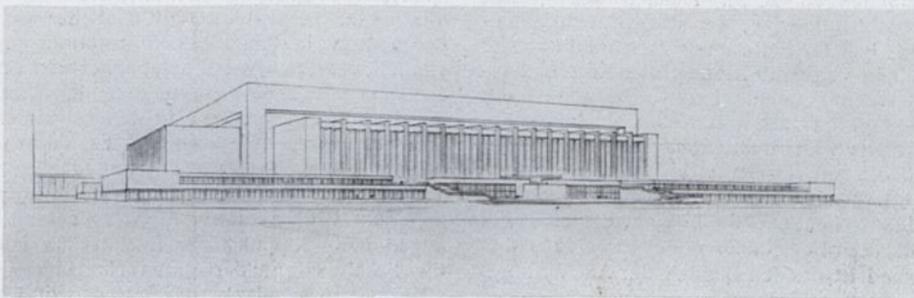


Bild 10. Kleiner Entwurf Behrens.

den verschiedenartigen Zwecken des Bauwerks entsprechend, ein zentraler Mittelraum, das ist der Kongreßraum, und ringsherum symmetrisch angeschlossene Seitenräume, die Ausstellungsräume, angeordnet. Diese beiden Raumgruppen sind durch Schiebewände auf allen Seiten gegeneinander abschließbar; außerdem kann jeder Seitenraum für sich durch weitere Schiebewände in kleinere Räume unterteilt werden. Die Symmetrie der Anlage entspringt der erforderlichen Gleichwertigkeit der Gebäudefronten hinsichtlich Verkehr und Aussehen bei getrennten Hallenräumen. Bei gemeinsamer Verwendung aller Hallen verlangt der festliche Charakter der zugehörigen Veranstaltungen eine rhythmische Steigerung der inneren Raumgestaltung von den Seitenräumen zu dem Hauptraum. Die gewählte

Die Tragkonstruktion der Hallen. Die Konstruktion der Hallen ist durch die Übersichtszeichnungen (Bild 7 u. 8) für den Fachmann weitgehend klargelegt und bedarf nur einiger Erläuterungen. Das vorgeschlagene Stahlmaterial ist St 52. Die Art der Grundrißlösung schreibt ein vierseitiges, die Kongreßhalle umfassendes Unterzugssystem vor, das die Dachkonstruktionen sämtlicher Hallen längs dieser Linie unterstützt. Bei der großen Variante überspannen diese Unterzüge die Räume auf allen Seiten ohne jegliche Mittelstützung, so daß sich für die Unterzüge an den Langseiten die respektable Spannweite von etwa 190 m ergibt. Bei der kleinen Variante hingegen sind an den Langseiten je zwei Mittelstützen angeordnet, wodurch die Spannweite der zugehörigen Unterzüge

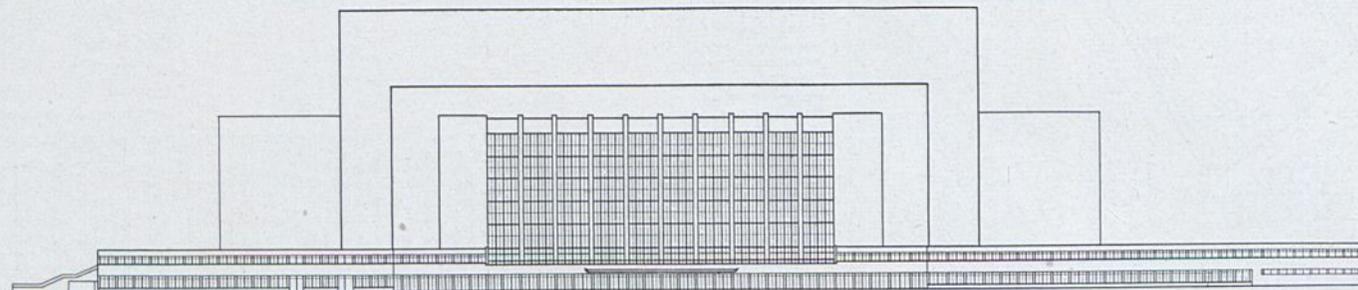


Bild 8a. Entwurf Behrens. Ansicht.

Grundrißform kann also sowohl vom ideellen als auch vom sachlichen Standpunkt aus als gerechtfertigt angesehen werden; die Größe der einzelnen Räume wurde auf Grund des Verwendungszweckes und der vorgeschriebenen oder angenommenen Besucherzahlen festgelegt.

Die weiteren Festsetzungen hingegen unterliegen bereits dem Zwiespalt zwischen der Idee und der Materie: 1. die Festsetzung, inwieweit bei allseits geöffneten Wänden die Sicht aus den Seitenräumen in

den Mittelraum unbehindert sein soll. 2. Die Festsetzung der Raum- und Gebäudehöhen. Da es sich diesfalls um einen allgemeinen Ideenwettbewerb handelte, wurde folgende Entscheidung getroffen: Zur Darstellung gelangte jene obere Grenze der Lösungen, die vom architektonischen und sachlichen Standpunkt aus, dem Geist der neuen Zeit entsprechend im besten Sinne als monumental und großzügig anzusprechen ist, d. h. also: 1. auf voller Breite freie Sicht aus den Nebenräumen in den Hauptraum; 2. Anordnung von Gebäude- und Raumhöhen, die dem festlichen Zweck des Bauwerks voll gerecht werden (siehe die zugehörigen Bilder 7 bis 9 des großen Entwurfes). Im technischen Bericht hingegen, der dem Entwurf beigefügt war, wurde dargelegt, daß im Falle einer Beschränkung der Gebäudehöhen und einer Anordnung von Mittelstützen die Kosten überaus bedeutend herabgedrückt werden können. In diesem Sinne stellt Bild 10 des kleinen Entwurfes, sozusagen als untere Grenze, jene stark verbilligte Lösung dar, die einerseits vom architektonischen Standpunkt aus noch gut zu bejahen ist und die andererseits noch immer sehr weite ungehinderte Sichtbreiten gewährt. Durch diese Festsetzung der Ausführungsgrenzen ist auch jede dazwischenliegende Lösung, die entweder nur in einer der beiden obengenannten Beziehungen oder in beiden, aber in geringerem Maße kostensparend ist, in den Bereich der Ausführungsmöglichkeiten eingeschlossen.

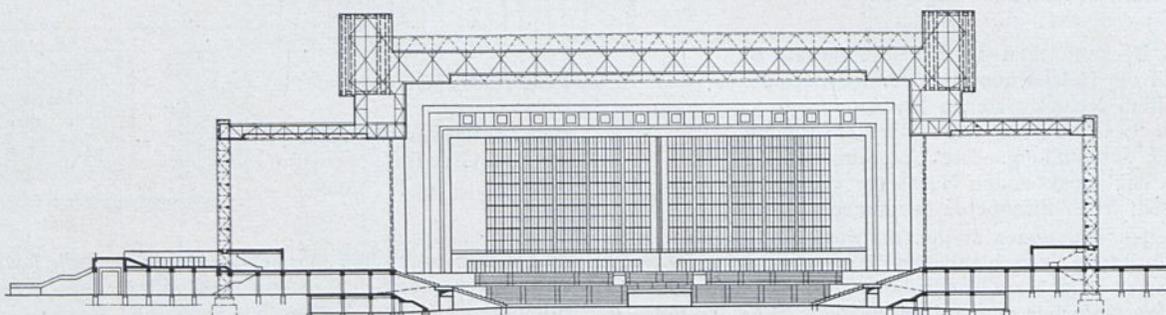


Bild 8b. Entwurf Behrens. Schnitt.

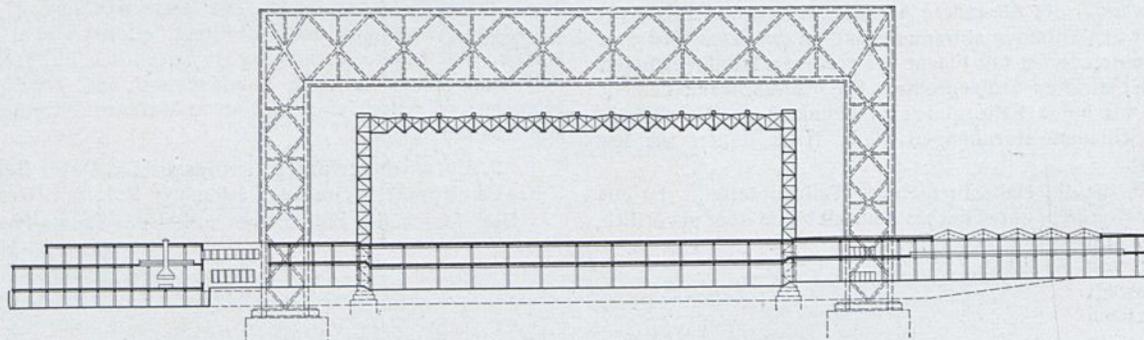


Bild 8c. Entwurf Behrens. Rahmenbrücke.

auf etwa 100 m, d. i. die Spannweite des Mittelfeldes, ermäßigt erscheint. Die Breitseiten hingegen sind auch hier in einer Öffnung überbrückt; die Spannweite derselben beträgt etwa 134 m. In den Ecken dieses Unterzugsvierecks sind Turmstützen vorgesehen, die mit den Unterzügen rahmenartig verbunden sind. Diese Maßnahme befähigt einerseits das tragende, aus Stützen und Unterzügen bestehende Gesamtsystem, das Bauwerk gegen Windangriff abzustützen, andererseits

verfolgt diese Maßnahme auch den Zweck, die schwierige Montage des Tragwerks möglichst zu erleichtern. — Die Dachkonstruktion der Kongreßhalle besteht aus Balkenbindern von etwa 140 bzw. 134 m Spannweite in einer Verlagsweite von 8,40 m, ferner aus Querverbänden, deren Form der rippenförmigen Dachhaut und Unterdecke angepaßt ist, und schließlich aus den notwendigen Pfetten und Trägern (Bild 8a bis c).

Die in 8,40 m Verlagsweite angeordneten Gespärre der Seitenhallen, aus Bindern und Wandstützen bestehend, stellen dem System nach Halbrahmen dar, die an der Innenseite, zum Zwecke eines freien Temperaturspiels, beweglich an den Unterzügen aufgehängt sind. Hinsichtlich der übrigen Dachkonstruktion gilt ähnliches wie vor. Die Wandfelder zwischen den Stützen bestehen aus rippenförmig gegeneinander gestellten Fensterstreifen, die durch Wandriegel abgestützt sind. Diese Wandriegel besorgen auch die notwendige Aussteifung der Wandstützen.

Im übrigen kommen zu den genannten Konstruktionsteilen noch alle jene lotrechten und waagerechten Verbände in den Wänden und Dachebenen hinzu, die zur allseitigen Stabilität und Steifigkeit des gesamten Tragwerks und seiner einzelnen Teile notwendig sind.

Zum Schluß dieses Absatzes sei noch erwähnt, daß die allgemein angeordnete Rippung der Dachdecken und Wände den Zweck verfolgt, die Schallwellen, der guten Hörsamkeit der Räume halber, möglichst allseits und gründlich zu zerstreuen und zu vernichten.

Die Schiebewände. Die Schiebewände gliedern sich in einzelne, sägezahnartige ineinandergreifende Wandblätter von maximal 6 m Breite. Jedes Wandblatt besteht aus einer leichten Stahlgitterkonstruktion, die in geeigneter und möglichst leichter Weise schalldicht bekleidet ist. Hinsichtlich der Anordnung der die Beweglichkeit vermittelnden Räder- und Schienenführungen, stellt jedes Wandblatt eine unten gestützte, oben waagrecht geführte Schiebewand dar. Beim Öffnen der Wände gleiten die einzelnen Wandblätter mit Hilfe elektrischer Winden nacheinander in Wandnischen, werden dort von einer oberen und unteren mechanisch gekuppelten querlaufenden Schiebepöhlle erfaßt und nebeneinander aufgestapelt.

Die Vorhallen. Die Untergeschosse der Hallen, sowie die ein- bis zweistöckigen, ringsherum laufenden Vorbauten des Bauwerks sind in normaler Massivbauweise ausgeführt gedacht.

**3. Entwurfsverfasser:**  
**Baurat Max Schmidt, Hamburg**  
(ein 1. Preis).

Die leitenden Entwurfsgedanken seitens des Entwurfsverfassers, die die gewählte Konstruktion begründen, seien, zunächst angegeben:

Ein wesentlicher Gesichtspunkt für den architektonischen Aufbau einer Riesenhalle, wie sie im Wettbewerbe um die Hamburger Kongreßhalle verlangt war, bildet das konstruktive Gerippe. Die Programmforderung, 60 000 Menschen unter einem Dache so unterzubringen, daß der Redner von allen Plätzen aus sichtbar und hörbar ist, zwingt zur Wahl

einer Konstruktion, die außerordentliche Spannweiten ermöglicht und außerdem den Forderungen in akustischer Beziehung gerecht wird. Erfahrungsgemäß sind niedere und flache Räume akustisch besser, als hohe und insbesondere gewölbte Räume. Baurat Schmidt schlägt aus diesen Erwägungen heraus bei seinem Entwurfe als konstruktives Gerippe das Zugseilssystem vor, das in Bild 14c angedeutet ist. Untersuchungen über die Verwendungsmöglichkeit dieser bei Brücken vielfach erprobten Konstruktion für Hochbauten sind bereits mit Erfolg angestellt worden, so daß hier kein weiterer Nachweis zu erbringen ist. Über die grundsätzliche Anordnung des Projektes sei kurz folgendes gesagt.

Mittelpunkt der Kongreßhalle ist die Sportarena (Bild 11 u. 12). Die Ausstellungsbzw. Kongreßhallen sind unmittelbar an die Sporthalle angeschlossen und sind sowohl getrennt wie auch mit der Arena gemeinsam zu benutzen. Der Hallenbau ist mit

12 Seilen überspannt, die in 16 m Entfernung liegen. Die Spannweite der Seile beträgt 144 m. Die seitlichen Teile des Zugseiles sind aus architektonischen Gründen strebepfeilartig verkleidet. Die perspektivische Skizze (Bild 13) zeigt, daß die angewandte Konstruktion durchaus einen guten architektonischen Aufbau ermöglicht. Zwischen Sportarena und Ausstellungshallen sind bewegliche Zwischenwände vorgesehen. Zwischenwände nebst Gleitstützen sind automatisch zu entfernen, so daß bei Massenversammlungen ein stützenfreier Raum vorhanden ist. Die Zugseile übernehmen naturgemäß die Last der Hallendecke und der aufgehängten Zwischenwände. Die Bilder 14a bis e zeigen Schnitte und Ansichten des Entwurfs.

Die allgemeinen Entwurfsgedanken des Herrn Baurat Schmidt zeigen u. a., daß die aus dem Hängebrückenbau bekannte Konstruktion in außergewöhnlichen Fällen auch bei Hochbauten Anwendung finden kann. Die vorwiegend beständigen Lasten aus dem Eigengewicht der Konstruktion, des Daches und den untergehängten Decken gestatten, mit einem nur geringen Materialzuschlag für den Versteifungsträger auszukommen. Das Pfeilverhältnis ist hier, wie Bild 14c zeigt, relativ klein und wird in seiner Größe wesentlich von architektonischen Gesichtspunkten

beeinflußt, um z. B., wie Bild 13 zeigt, eine Verkleidungsmöglichkeit der Hängekonstruktion mit Rückhaltseilen zu gewinnen. Infolge der Verkleidung wirkt die Tragkonstruktion auf den Beschauer, wie die Perspektive des Bildes 13 zeigt, ähnlich wie eine Rahmenkonstruktion mit an den

Fundamenten verstärkten und eingespannten Streben. Die Verkleidung der Hängekonstruktion als Rahmen führt somit ohne weiteres auf den konstruktiven Gedanken, das Haupttragssystem in dem wie vorbezeichneten Sinne auszubilden. Die Kostenfrage würde hier, da die Architektur in diesem Falle unbeeinflußt bleiben würde, für die Wahl des Systems, ob Hängekonstruktion oder Rahmen, ausschlaggebend sein.

Das kleine Pfeilverhältnis des Hängeseiles und die scharf an die Pylonen herangezogenen Rückhaltketten bedingen relativ große Seilquerschnitte. Die Einzelheiten der Konstruktion, ob, z. B. die Auflagerung des Seiles auf den Pylonen beweglich oder fest, der Versteifungsträger beweglich oder fest zu lagern, statisch bestimmt oder statisch unbestimmt auszubilden ist, muß Einzeluntersuchungen vorbehalten bleiben, die nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten unter Beachtung der Bodenbeschaffenheit, bezüglich etwaiger Fundament-

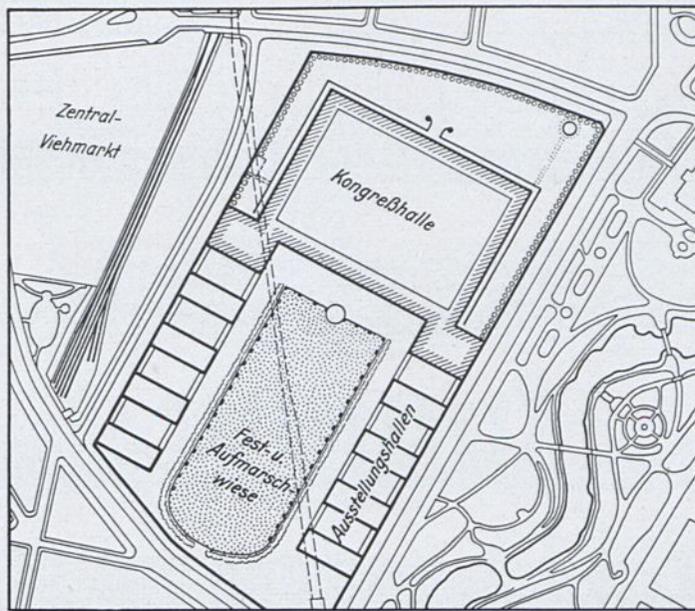


Bild 11. Entwurf Schmidt. Lageplan.

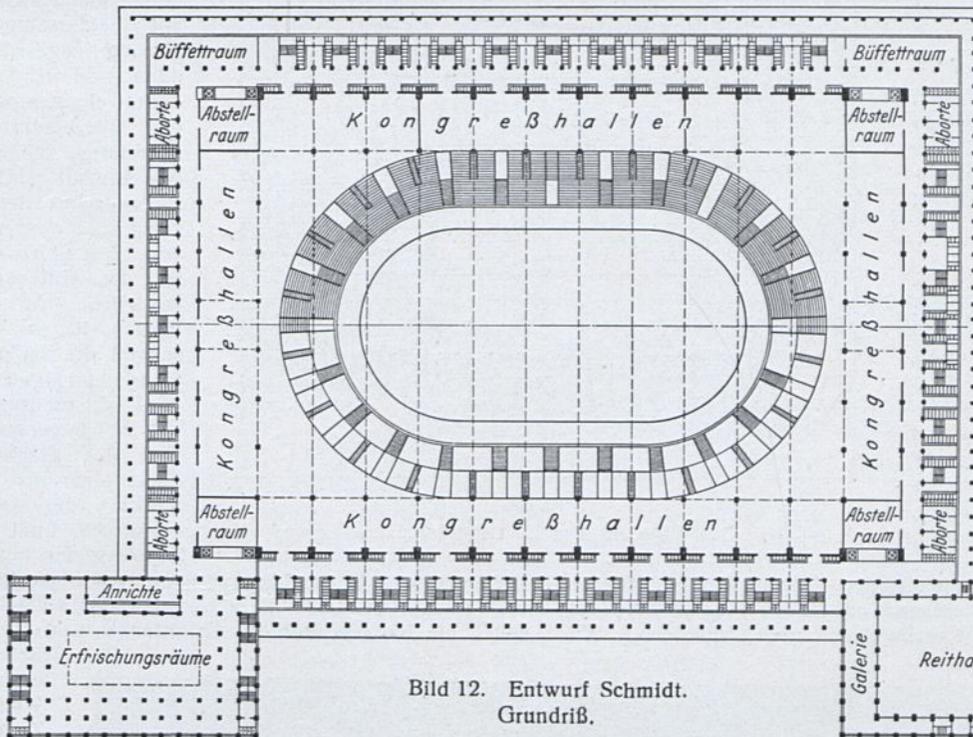


Bild 12. Entwurf Schmidt. Grundriß.

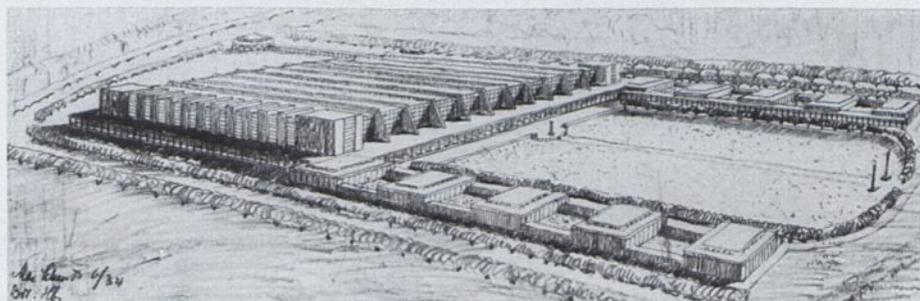


Bild 13. Entwurf Schmidt. Schaubild.

senkungen, zu orientieren wären. Der Verfasser möchte sich für die vorliegenden Verhältnisse, wenn auch allgemein, wie die bekannten Grüning'schen Untersuchungen<sup>2)</sup> zeigen, beim Vorhandensein geeigneter Boden-

verhältnisse, dem statisch unbestimmten Bauwerk der Vorrang gebührt, für eine möglichst statisch bestimmte Ausbildung der Konstruktion aussprechen, bei der im besonderen der Temperatureinfluß und etwaige Stützensenkungen (infolge des kleinen Pfeilverhältnisses) das Kräftepiel möglichst nicht oder nur unbedeutend beeinflussen und bei dem zugleich eine ermöglichte Temperaturendeckung des Versteifungsträgers der Dachkonstruktion, dem Traufanschluß des Daches und dem Aufbau der Außenwände möglichst wenig Schwierigkeiten entgegengesetzt.

#### 4. Entwurfsverfasser Architekt Hermann Distel.

Mitarbeiter: a) Architekt Hillmer, Hamburg; b) Architekt E. Koch; c) Reg.-Bauführer Walter Schlempp, Berlin (für den Aufmarsch); d) Siemens-Bauunion, Berlin (Konstruktion); e) Siemens-Schuckert-Werke, Hamburg (ein 1. Preis).

Hier mögen zunächst die Hauptleitgedanken der Entwurfsverfasser folgen:

Das neue Deutschland mit der ganz andersartigen Gliederung deutschen Volkstums braucht neue Arten der Vereinigung aller Volksgenossen. Die Einfügung des Einzelnen in das Ganze und der organische Aufbau des Führertums wirkt nirgends so sinnfällig und so erhebend wie im Aufmarsch der Massen, sei es in Freiluftmärschen oder in eingeschlossenen Hallen.

Feiern, wie das „Fest der Arbeit“, stellen Höhepunkte dar. Sie erfordern aber neue bauliche Großanlagen mit neuer Programmstellung und drängen zur Lösung der damit verbundenen neuen Aufgaben. Wie eine Lösung möglich ist, zeigen die Bilder 15 bis 21, die einen Ausschnitt aus der Großanlage geben, und zwar gerade den Angelpunkt des Ganzen: Eine einzige Halle zieht sich über die ganze Länge des Heiligen-Geist-Feldes hin (Bild 15). Davor in gleicher Länge liegt der Aufmarschplatz. Die Halle stuft sich in zwei Terrassen von oben nach dem Platze hinab. In der Mitte ist die große Führerhalle mit dem Rednerpult im Zentrum. Auf den Stufen des Hochstraßensystems, die als

langgezogene breite Galerien wirken, stehen Menschenmassen, Standarten und Ehrenzeichen und verbinden Hoch und Nieder (Bild 16).

Diese innige Kombination zwischen den großen Innenhallen und den äußeren Freiluftmärschen durch die abgestufte Formung des Hallenkörpers ist wohl erstmalig auf der Welt. Sie kann als brauchbare Idee und als Anfang großer Zukunftsmöglichkeiten bewertet werden.

Die Hallenkonstruktion. Die Halle (Bild 17 bis 21) ist durch eine Decke ohne Zwischenstützen geschlossen, die durch Binder von 91 m Stützweite und 17 m Abstand getragen wird. Die Binder (Bild 21) sind Zweigelenkrahmen aus Stahl in Fachwerkkonstruktion und stützen sich auf

Betonfundamenten. Über jedem Binder ist ein über die ganze Hallenbreite durchlaufendes Oberlicht von 6 m Breite mit beiderseitiger senkrechter Verglasung angeordnet, das nach innen durch eine waagerechte Staublicht-Glasdecke abgeschlossen wird. Als Dach der Oberlichter dient eine Plattenabdeckung, die sich auf den Obergurt des Binders stützt. Die Pfetten des Hallendaches liegen in etwa 4 m Abstand und werden aus Fachwerkträgern von 17 m Stützweite gebildet, die sich an die Gitterstäbe der Binder anschließen. Auf dem Obergurt der Pfetten liegen Walzträgersparren, die sowohl die senkrechte Verglasung der Oberlichter als auch die Plattenabdeckung der Dachhaut tragen. Eine zweite Reihe von Walzträgersparren ist an den Untergrurt der Pfetten angeschlossen und dient einerseits als Auflager für die Sprossen der waagerechten Staublicht-Glasdecke und andererseits zur Befestigung der inneren Verkleidung des

Hallendaches. In den Längswänden werden die Binder außen und innen verkleidet. Die durch diese Doppelwände entstehenden Zwischenräume sollen als Montagegang für Entlüftungs- und Heizrohre sowie für die Beleuchtungsanlage, Einschub der beweglichen Wände usw. dienen. Im Zuge der Oberlichter erhalten die Längswände äußere und innere Verglasung, die vom Dach bis etwa 10 m über Gelände herabreicht. Den Fußboden der Messehalle trägt eine Eisenbetonkonstruktion, die als Pilzdecke mit einer Stützweite von 8,5 m ausgebildet

ist. Die auf die Längswände wirkenden Windkräfte werden durch die Wandkonstruktion auf die Binder und von diesen auf die Fundamente übertragen.

Konstruktion der Podien, Bühne und beweglichen Wände. Hier werden sechs Podien (Gassen) in Eisenbetonkonstruktion gefertigt. Jedes Podium hat eine Länge von 30 m und eine Breite

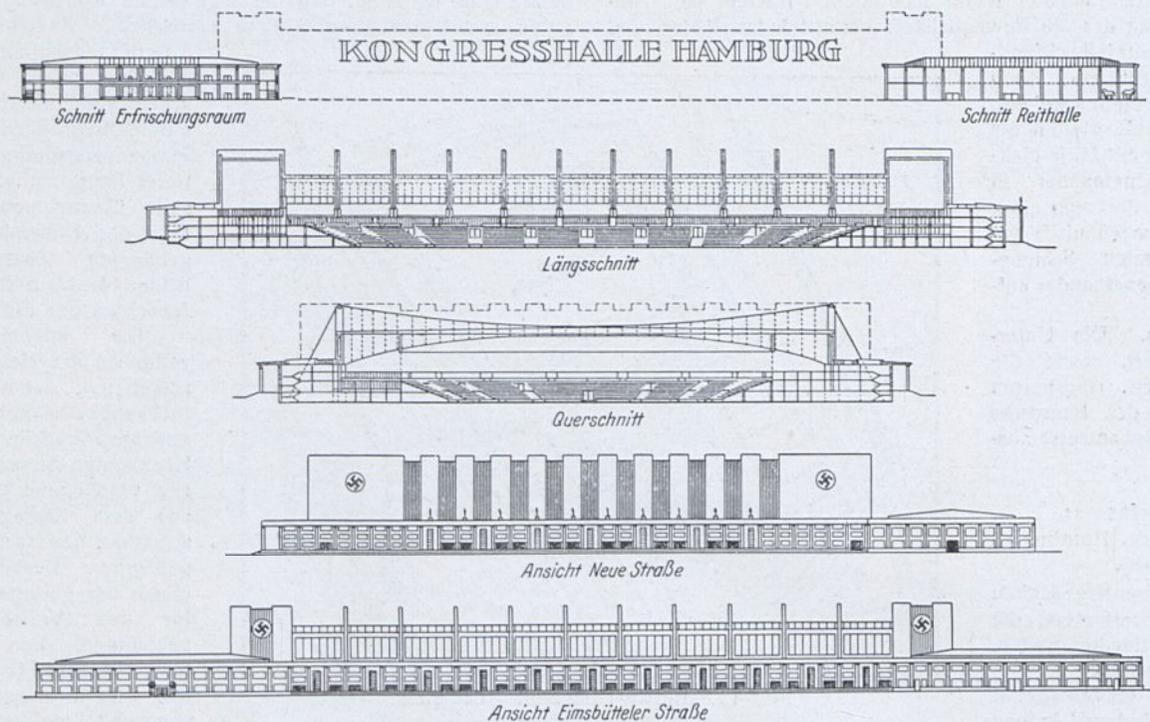


Bild 14a bis e. Entwurf Schmidt. Ansichten und Schnitte.

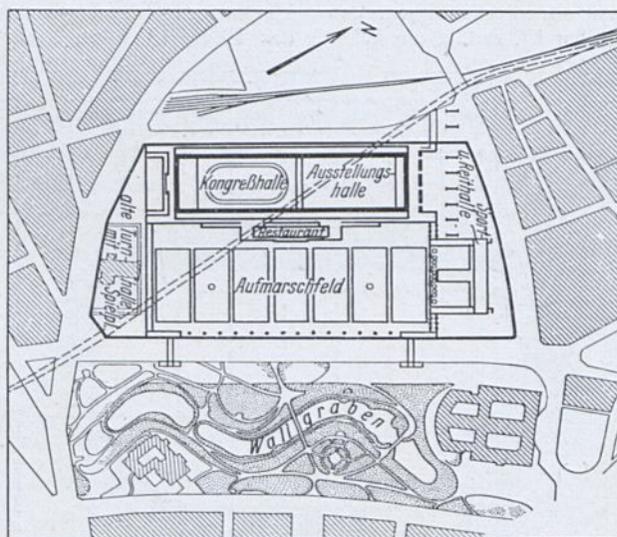


Bild 15.  
Entwurf Distel. Lageplan.

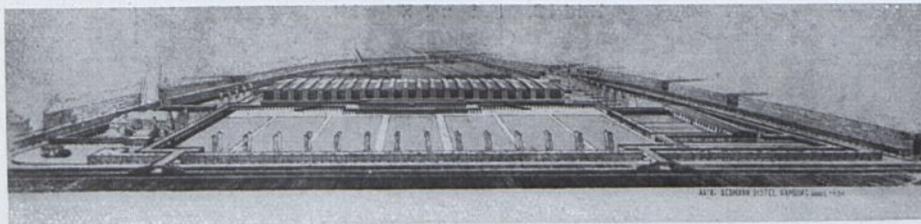


Bild 16. Entwurf Distel.

<sup>2)</sup> Grüning, Statisch unbestimmte Tragwerke aus Stahl bei beliebig oft wiederholter Belastung. Berlin, Wilh. Ernst & Sohn.

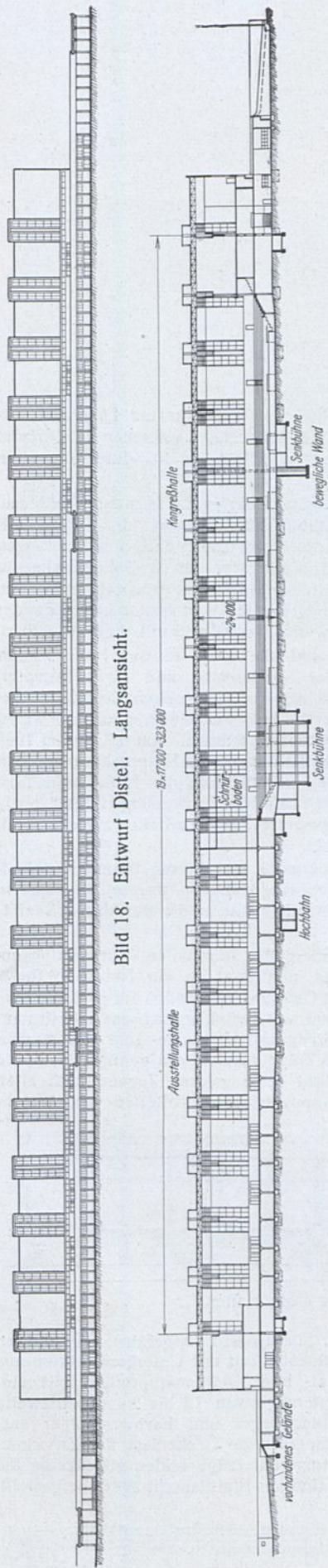


Bild 18. Entwurf Distel. Längsansicht.

Bild 19. Entwurf Distel. Längsschnitt.

von 18 m. Die Podien liegen in normalem Zustande in ihrem Bodenbelag in Höhe des Saalfußbodens. Sie werden für eine Nutzlast von 400 kg/m<sup>2</sup> in ruhendem Zustande gerechnet. Jedes Podium kann über Saalfußboden hinaus bis auf eine Höhe von 5,70 m gefahren werden. Dazwischen läßt sich jedes Podium in Abständen von 0,57 m, also zehnmal, verriegeln. Hiermit ist bereits zum Ausdruck gebracht, daß das Podium im Ruhezustand, also wenn darauf gespielt wird, verriegelt ist. Der Antrieb der Podien geschieht durch Elektromotore. Aus Ersparnisgründen wird der größte Teil des Eigengewichts durch Gegengewichte ausgekollert. Hierbei werden neben die Podien stählerne Gewichtstürme aufgestellt und der Fußboden an diesen Stellen um einige Meter vertieft, damit die Gegengewichte nebst Umlenkrollen den nötigen Hub erhalten. Die Podien sollen für Theater- oder sonstige Vorführungszwecke Verwendung finden und müssen somit, wenn sie ganz oder teilweise herausgefahren sind, einen Abschluß, sei es durch Wand oder durch Vorhang, erhalten. Der Vorhang ist geteilt gedacht, und zwar so angebracht, daß er hinter dem hinteren Podium jeweils an dessen Seite beginnt und in einer Lehre, die entsprechend geschwungen ist, bis etwa über die Mitte des vorderen Podiums hinausgefahren wird. Sind die Podien eingefahren, also mit

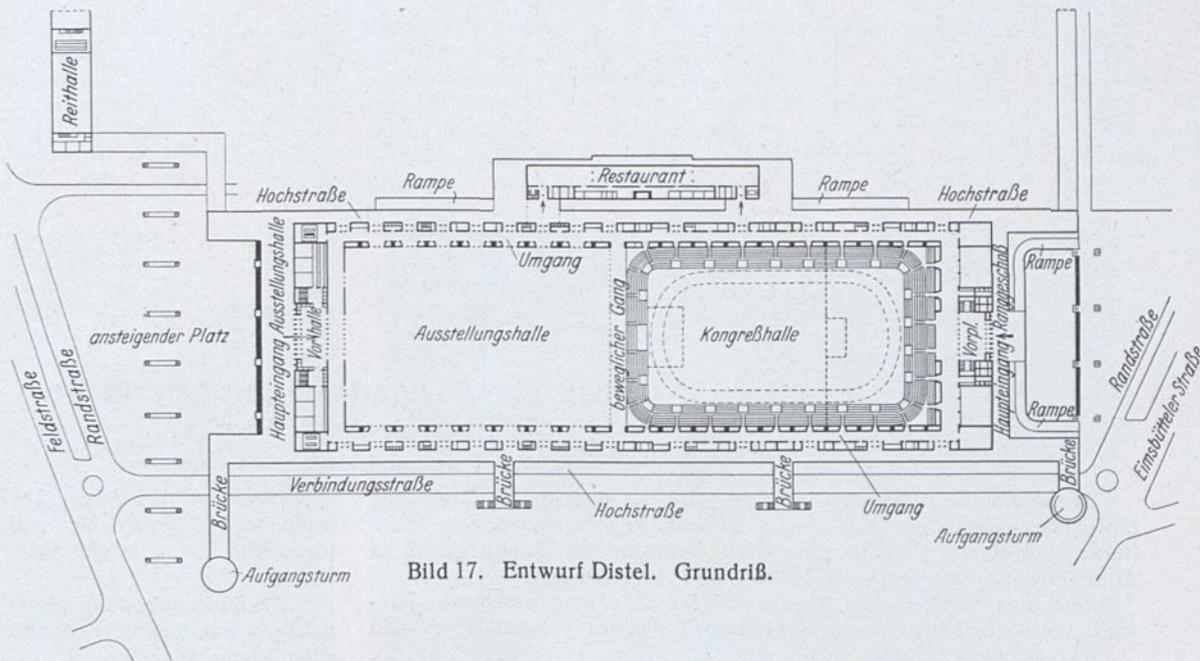


Bild 17. Entwurf Distel. Grundriß.



Bild 20. Entwurf Distel. Giebelansicht.

dem Saalfußboden bündig, so wird der Vorhang nach beiden Seiten nach hinten, ähnlich wie bei einem Rundhorizont, auf einen Konus aufgewickelt. Der Vorhang hängt dann von der Decke bis zum Fußboden herunter, und zwar in diesem Falle bis zum Saalfußboden. Er kann in einem kastenförmigen Verschlage, der von der Decke bis zum Saalfußboden läuft, untergebracht werden, wobei der Kasten nach der Saalseite zu durch eine Schiebetür verschlossen wird, so daß nichts von dem Vorhang zu sehen ist. Die Sitzreihen werden zu beiden Seiten der Podien bis zum Saalfußboden durchgeschlitzt.

Podien im abgetrennten Kongreßsaal. Gesamtfläche 20 · 10 m. Aufgeteilt in zwei Podien von je 20 · 5 m. Das vordere Podium, nach dem Saal zu gelegen, läßt sich 1,50 m über den Boden herausfahren, das dahinter gelegene 2,50 m. Sonst gilt hier alles wie beim Hauptpodium.

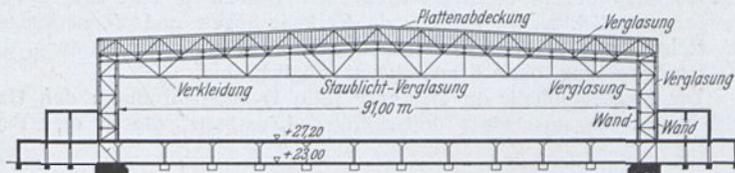


Bild 21. Entwurf Distel. Querschnitt.

Abschlußwände, beweglich. 17,20 m hoch. Der Kongreßsaal wird von dem Ausstellungssaal durch eine bewegliche Wand getrennt. Die im ganzen 17,20 m betragende Höhe von Saalfußboden bis Unterkante Decke wird, wie nachstehend beschrieben, überwunden. Die 5,70 m von Saalfußboden bis zur Höhe der amphitheatralisch ansteigenden Sitze werden so hergestellt, daß vom Keller aus durch einen Schlitz fertige glatt versteifte Stahlwände herausgewunden werden. Die übrigen oberen 11,50 m werden so verschlossen, daß 11,50 m hohe und etwa 3 m breite Türen, die in Kugellagern in die Dachbinder, und zwar symmetrisch links und rechts davon eingehängt sind, von jeder Seite des Hohlraumes der Außenwände jeweils bis zur Mitte herausgezogen werden. Die Führung erfolgt oben in entsprechenden Lehren, unten ebenfalls in Lehren, respektive in einem Schlitz, der in der bereits 5,70 m herausgefahrenen unteren Wand angebracht ist. Bei den Treppen ist ein entsprechender Schlitz auszusparen, der, falls die Wände nicht gebraucht werden, entsprechend abgedeckt ist. Bei der zweiten, 11,50 m hohen Wand ist dasselbe zu sagen, nur daß die untere, aus dem Keller heraufzufahrende Wand von 5,70 m fortfällt.

## Umbau einer Lagerhalle zur Sporthalle. Die Hanseatenhalle, Hamburg.

Von Ferdinand Hülsen, Hamburg.

Wenn ein neues Bauwerk errichtet wird, so sind für die Gestaltung bestimmte, durch den vorgesehenen Verwendungszweck bedingte Richtlinien maßgebend. Die Haupttragwerke erhalten die für die gestellten Anforderungen bestgeeigneten Formen und Abmessungen.

Sind nun in einem für irgendeinen Industriezweig errichteten Bauwerk die Haupttragwerke in Stahlkonstruktion ausgeführt, so läßt

abschnitten in den Jahren 1887, 1895 und 1906 für die Lagerung ausländischer Hölzer errichtet und mit elektrischen Laufkränen ausgerüstet war. Bild 2 u. 3 zeigen Querschnitt und Längsschnitt durch die alten Hallen.

Die Dacheindeckung besteht in einer Länge von 115 m aus Wellblech, getragen von Stahlpfetten und Stahlbindern. Der Rest des Daches mit einer Länge von 49 m ist als gewölbtes Bimsbetondach auf Stahlbogen mit Zugband ausgeführt. Während die Binder des Wellblechdaches in Abständen von 6 m liegen und unmittelbar auf Stahlstützen gelagert waren, sind die Bogenbinder des Bimsbetondaches mit 4 m Abstand voneinander angeordnet und werden durch Fachwerkträger von 12 m Länge abgestützt.

Die Abmessungen der Halle und die Lage in der Nähe zweier Reichsbahnhöfe, der Hochbahn, der Straßenbahn und eines Dampferlandungssteiges an der Elbe, sowie das vor und neben der Halle vorhandene freie Gelände, für Aufmärsche und Parkplätze geeignet, waren ausschlaggebend für die Verwendung als Sporthalle. Am 19. Januar 1935 wurde der Umbau beschlossen, und die beteiligten Unternehmer mußten sich gegen hohe Konventionalstrafen verpflichten, die Halle zwei Tage vor dem am 10. März stattfindenden Boxkampf „Schmeling-Hamas“ fertig zur Verfügung zu stellen. Für die gesamten Umbauarbeiten standen somit knapp sieben Wochen zur Verfügung.

Um die Halle der neuen Bestimmung zuzuführen, mußten wesentliche Änderungen und Erweiterungen vorgenommen werden, die sich in der vorgeschriebenen kurzen Bauzeit eben nur in der bewährten Stahlbauweise durchführen ließen.

1. Um die vorgesehenen Zuschauerplätze zu schaffen, wurden ringsum Ränge mit festen Bänken eingebaut, und zwar an der Nordseite für 8, an der Südseite für 12 und an den Ost- und Westenden für je 22 Reihen. Unter den Ost- und Westrängen wurden Zwischengeschosse mit Restaurationsräumen und unter dem Stüdrang mit Umkleide- und Baderäumen vorgesehen. Die Anordnung von 16 Treppenläufen von genügender Breite und über 100 Doppeltüren ermöglicht reibungslosen Zugang nach allen Plätzen. Die Fußböden in den Treppenhäusern, Toiletten- und Wasch-

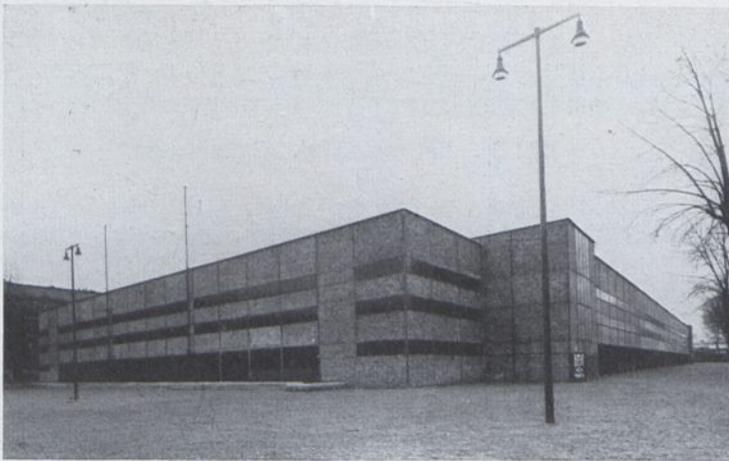


Bild 1. Die Hanseatenhalle in Hamburg.

sich dasselbe in den meisten Fällen durch Umbau für eine andere Verwendungsmöglichkeit herrichten, da Veränderungen und Verstärkungen an vorhandenen Stahlkonstruktionen, besonders unter Anwendung der Elektroschweißung, ohne Schwierigkeit möglich sind.

Die Hanseatenhalle in Hamburg (Bild 1) entstand durch den Um- und Erweiterungsbau einer dreischiffigen Lagerhalle, die in drei Bau-

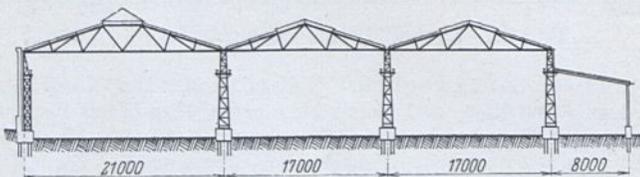


Bild 2. Querschnitt der alten Hallen.

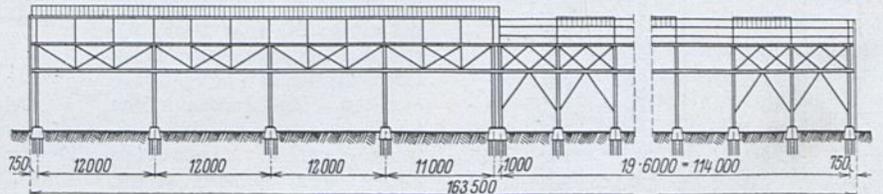


Bild 3. Längsschnitt der alten Hallen.

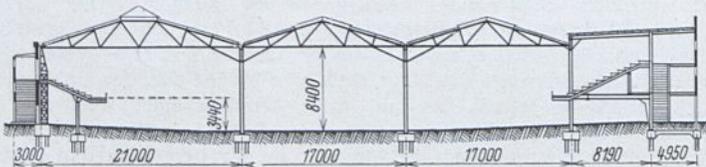


Bild 4. Querschnitt nach dem Umbau.

räumen wurden in Beton zwischen Stahlträgern ausgeführt, die übrigen Räume und Ränge erhielten Holzbalkendecken mit Unterkonstruktion aus Stahl, die Rangträger aus Normal- und Breitflanschprofilen mit eingeschweißten Ecken und Knick Unterzüge von 12 bis 20 m Stützweite aus Breitflanschträgern bzw. als Blechträger und Fachwerkträger ausgebildet. Letztere nehmen am Untergurt die Deckenlast der Zwischengeschosse auf. Die vorderen Blechträgerunterzüge bilden gleichzeitig die Brüstung. Sämtliche neuen Stützen sind aus Breitflanschträgern hergestellt.

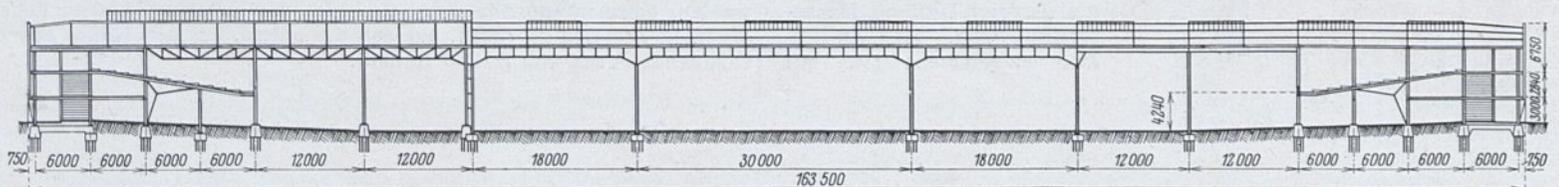


Bild 5. Längsschnitt nach dem Umbau.

Die Rangstützen sind zum Teil portalartig angeschlossen bzw. mit Halbportalen versehen. Sämtliche Ränge sind durch Verbände, teils in der Rangebene, teils horizontal liegend, gegen Schwankungen ausgesteift. In Bild 4 u. 5 sind Querschnitt und Längsschnitt nach dem Umbau dargestellt.

2. Die in 6 m Entfernung stehenden Fachwerkstützen mußten wegen der Sichtbehinderung entfernt werden. Zur Aufnahme der Binderlast wurden bis zu 30 m gespannte Blechträger mit wenigen schlanken Stützen aus Breitflanschträgern eingebaut, nachdem die hierfür in Betracht

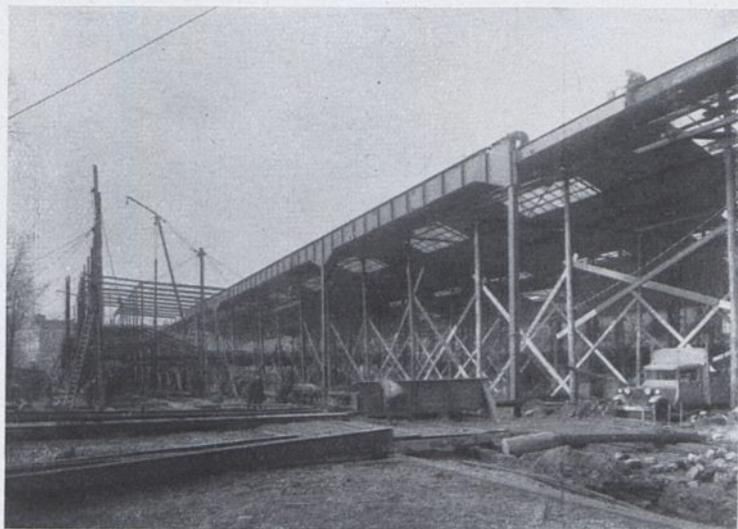


Bild 6. Die Hallen während des Umbaus.

4. Auch das Äußere der Halle erhielt ein neues Gepräge, indem neue Außenwände in Stahlfachwerk mit horizontalen Lichtbändern errichtet wurden. Bild 1 zeigt die fertige Halle. Die Türen sind in den zurückliegenden Wandteilen angeordnet. Von der einstigen Lagerhalle wurden lediglich ein Teil der nördlichen massiven Seitenwand mit den daran stehenden Dachstützen, die gesamte Dachkonstruktion mit Eindeckung und einige Stützen in den Endfeldern beibehalten, deren Unterteile durch aufgeschweißte Platten für die Ranglasten verstärkt

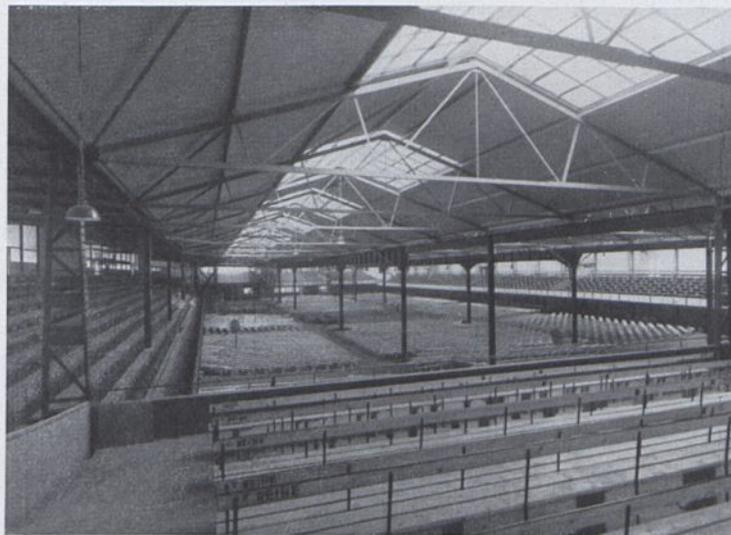


Bild 7. Innenansicht der umgebauten Hallen.

kommenden Fundamente entsprechend verstärkt worden waren. Während der Auswechslung wurden die Binder durch Holzpfosten abgestützt.

Bild 6 gibt den Stand der Arbeiten am 14. Februar wieder. Im Vordergrund die neuen Binderträger mit Stützen, im Hintergrund die Montage der Konstruktion für den Südrang.

3. Im Bereiche der Betondächer mußten die vorhandenen 2,8 m hohen Fachwerkträger in solche von 1,4 m Höhe umgebaut werden. Da die Träger früher durch das Dach und durch die angehängten Kranbahnträger belastet wurden, war der Obergurt stark genug, die Spannungen aus Dachlast allein bei halber Systemhöhe aufzunehmen. Zunächst wurde ein neuer Untergurt in Trägermitte und die für die neue Trägerform erforderlichen Füllstäbe eingebaut und nach erfolgter Nietung die untere Trägerhälfte abgeschnitten. Bei diesen Arbeiten war keine Abstützung erforderlich, und die zum Teil auf den Obergurten ruhende Bimsbetondachhaut erlitt keine Erschütterungen.

wurden. Die neue Unterkonstruktion ist derart ausgebildet, daß die Aufbringung eines neuen Daches mit geeigneter Beleuchtung zu jeder Zeit möglich ist.

Bild 7 zeigt das Innere der Halle am 7. März 1935. Der Fußboden erhielt von der Mitte nach allen Seiten eine geringe Steigung. Die Halle bietet 23 000 Personen Sitzgelegenheit, hiervon entfallen auf die Ränge 8000. Die Bänke im Erdgeschoß können entfernt werden, und man rechnet dann mit einem Fassungsvermögen von 40 000 Personen, so daß eine vielseitige Verwendungsmöglichkeit besteht.

In der Halle kann eine Radrennbahn mit 250 m Rundenlänge hergerichtet werden.

Für die Herstellung und Montage der Stahlkonstruktion standen rd. 4 Wochen zur Verfügung. Eingebaut wurden 875 t, an deren Lieferung fünf Hamburger Firmen, unter Führung von H. C. E. Eggers & Co. G.m.b.H., beteiligt waren.

## Der Straßenbahnhof 16 der Berliner Verkehrs-Gesellschaft in Charlottenburg.

### Konstruktion, Belichtung, Messung der Auflagerbewegungen.

Von G. Mensch V. D. I., Beratender Ingenieur V. B. I., Charlottenburg.

Im Westen Berlins, unweit des Messegeländes, hat in den Jahren 1929/30 die Berliner Verkehrs-Gesellschaft einen neuen Straßenbahnhof errichtet. Von außen nur an den beiden Einfahrten in der Königin-Elisabeth-Straße erkennbar, liegt die ganze Anlage im Innern des Häuserblocks, der an den beiden Längsseiten von der Fredericiastraße und der Knobelsdorffstraße, an den Schmalseiten von der Soorstraße und der bereits genannten Königin-Elisabeth-Straße begrenzt wird (Bild 1).

Die für den eigentlichen Bahnhof zur Verfügung stehende Fläche beträgt rd. 27 500 m<sup>2</sup>. Davon entfällt der größere Teil auf die Halle, die bei einer Länge von rd. 132 m und einer Breite von 117 m eine Fläche von rd. 15 500 m<sup>2</sup> überdeckt. Die restlichen 12 000 m<sup>2</sup> dienen als Bahnhofsvorgelände.

Bei derart großräumigen Hallen gewinnt neben der Frage der zweckmäßigen Anordnung des Tragwerkes und der Belichtung auch die der Aus-

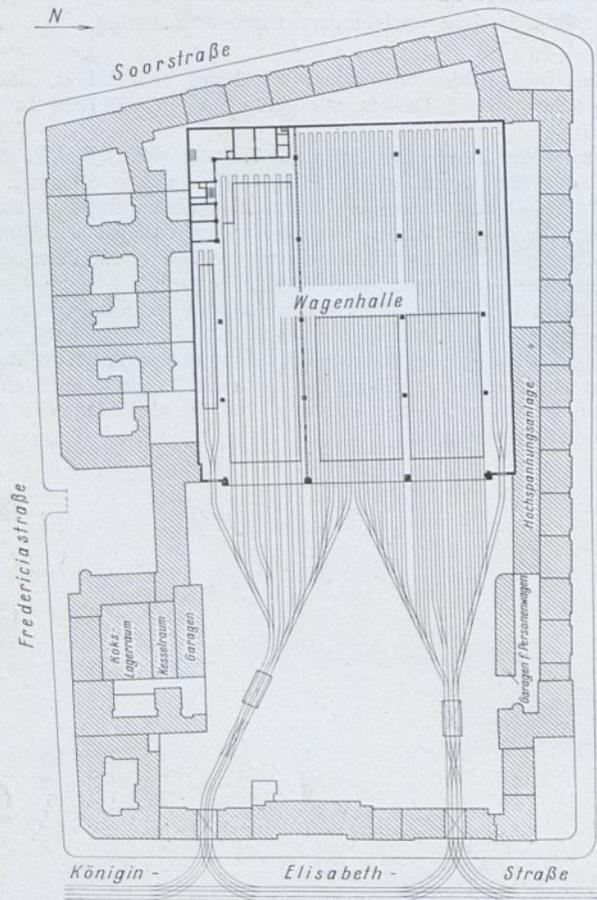


Bild 1. Lageplan.

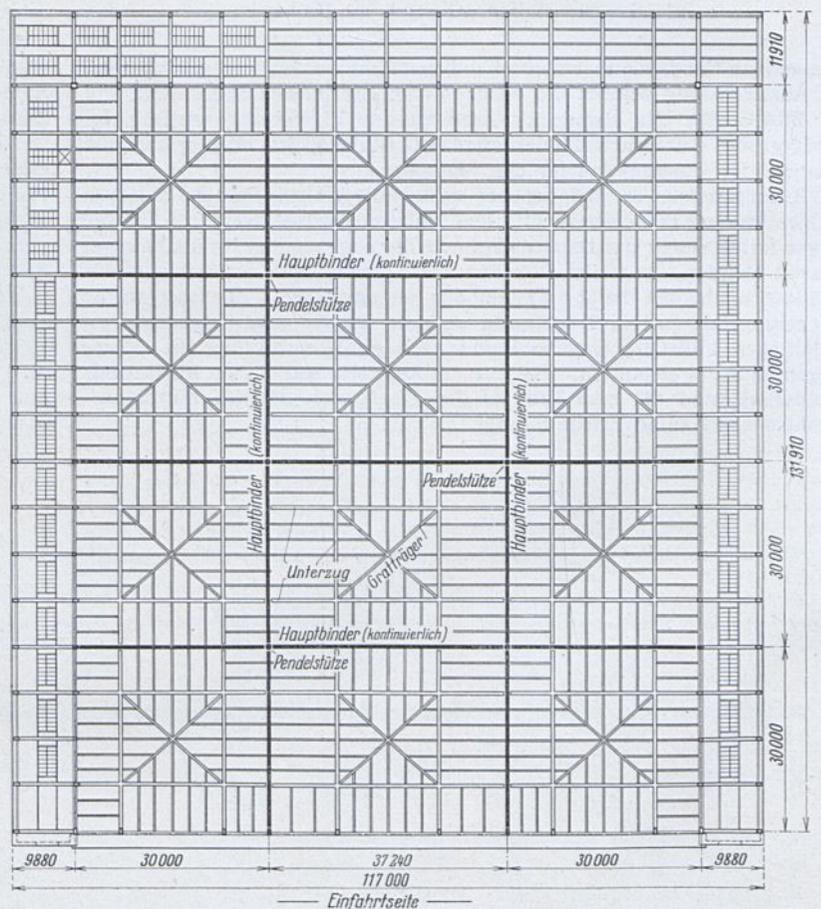


Bild 2. Dachgrundriß.

Dem glücklichen Umstande, daß das Gelände an diesen Straßen noch größtenteils unbebaut war, ferner dem weitsichtigen Entschluß der Bauherrschaft, die Planung der gesamten Bauten, sowohl des Bahnhofs als auch der darumliegenden Baublocks, in eine Hand zu legen<sup>1)</sup>, ist es zu verdanken, daß eine Anlage entstand, die vom städtebaulichen wie auch vom ingenieurtechnischen Standpunkt gleich beachtlich ist.

Über die Gesamtanlage und die Wohnbauten ist in der Literatur bereits berichtet worden<sup>2)</sup>. Den Ingenieur interessiert daneben auch die Konstruktion der Halle selbst<sup>3)</sup>.

<sup>1)</sup> Architekt Jean Krämer, Berlin.

<sup>2)</sup> Ulf Dietrich, Neuer Betriebsbahnhof und Wohnbauten der Berliner Straßenbahn. Wasmuth, Monatshefte 1930, Nr. 12, S. 577 ff.

<sup>3)</sup> Die statische und konstruktive Bearbeitung der Halle erfolgte im

dehnungsmöglichkeit bei wechselnder Temperatur besondere Bedeutung. Die letzte Frage ist hier für die Standsicherheit besonders wichtig, weil es sich um eine Halle handelt, bei der die Tore im Sommer und Winter fast stets geöffnet sind und die daher besonders großen Temperaturunterschieden ausgesetzt ist. Wie diese obengenannten Aufgaben bei dem vorstehenden Bauwerk gelöst worden sind, davon soll im folgenden die Rede sein. Weiterhin wird über Messungen berichtet, die bei den verschiedensten Temperaturen vorgenommen wurden und aus denen die Bewegungen des Bauwerkes ersichtlich sind.

Büro des Verfassers. Die Lieferung der Stahlkonstruktion wurde an die Berliner Firmen Breest & Co., H. Gossen, Berliner Stahlbau G. m. b. H. und Krupp-Druckenmüller vergeben. Die Aufstellung der Stahlteile besorgte die Firma Breest & Co.

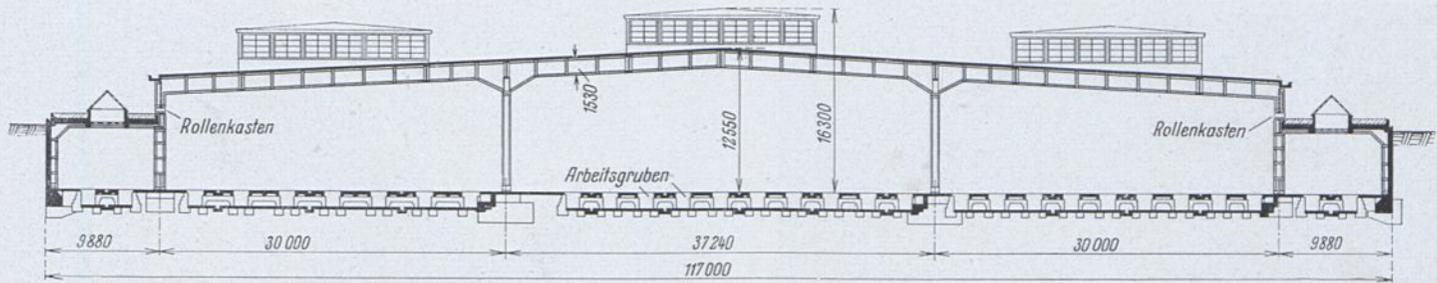


Bild 3. Querschnitt.

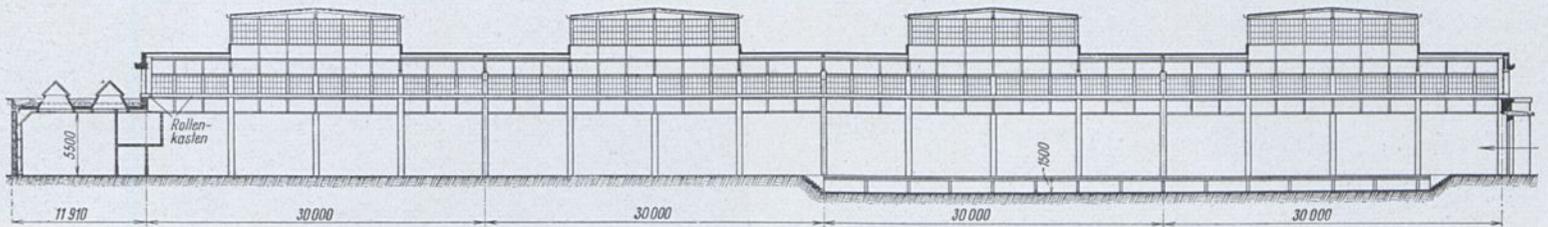


Bild 4. Längsschnitt.

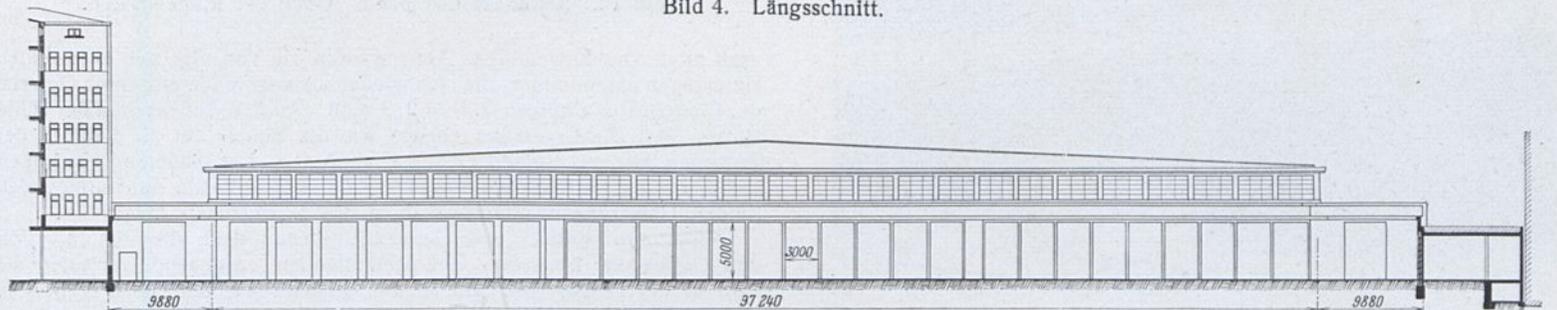


Bild 5. Einfahrtgiebel.

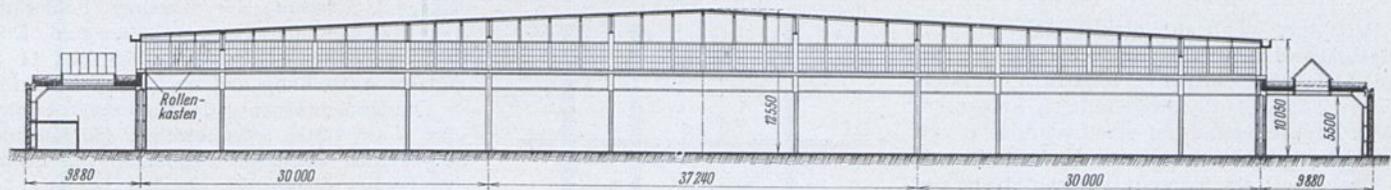


Bild 6. Rückwärtiger Giebel.

#### Die konstruktive Durchbildung der Halle.

Bei der konstruktiven Gestaltung der Halle war neben anderen Forderungen auch auf das Gelände Rücksicht zu nehmen, das von Osten nach Westen bei einer Länge von rd. 300 m eine Steigung von 7,5 m aufwies. Aus betrieblichen Gründen sollte das ganze Bahnhofsgelände in Höhe der Königin-Elisabeth-Straße liegen, wo sich, wie bereits erwähnt, die Einfahrten befinden. Die Halle mußte also bis zu ungefähr 7 m in den Boden eingelassen werden; Seiten- und Rückwand hatten somit Erddrücke aufzunehmen, die noch verstärkt wurden durch die Auflasten der angrenzenden Höfe. Diese Erddrücke auf die Wände der Halle einwirken zu lassen, erschien nicht zweckmäßig. Es wurden vielmehr an den beiden Längsseiten wie auch an der Hallenrückwand Anbauten angeordnet, deren in kurzen Abständen stehende rahmenförmige Binder diese Erddrücke übernehmen. Das Dach dieser Anbauten liegt, wenigstens im rückwärtigen Teil, in der gleichen Höhe wie die angrenzenden Höfe; es kann somit zur Vergrößerung der Höfe mit herangezogen werden. Zu diesem Zwecke erhielt es eine etwa 50 cm starke Erdaufschüttung, die zur Herstellung gärtnerischer Anlagen dient.

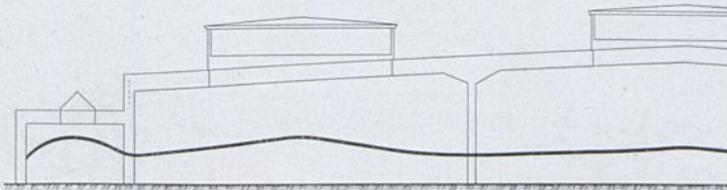


Bild 7. Tageslicht-Quotient.

Die Anbauten an den Längsseiten weisen eine Spannweite von je rd. 10 m, der an der Hallenrückwand eine solche von rd. 12 m auf. Für die eigentliche Halle verbleibt somit eine Breite von rd. 97 m und eine Länge von rd. 120 m. Um die Halle gegebenenfalls auch als Autobushalle verwenden zu können, sollte der Stützenabstand möglichst nicht kleiner als 30 m sein. Damit war die Stützenteilung im großen und ganzen festgelegt. In der Querrichtung wurde die Halle in drei Schiffe

von 30 m, 37 m und 30 m Breite geteilt; der Abstand der Stützen in der Längsrichtung ist zu 30 m angenommen. Die rd. 11 650 m<sup>2</sup> große Dachfläche ruht also nur auf 6 Innenstützen (vgl. Bild 2 bis 4).

Die Übertragung der Dachlasten auf diese Innenstützen, die als Pendelstützen ausgebildet sind, erfolgt durch einen Rost von Bindern, die kontinuierlich sowohl in der Längs- als auch in der Querrichtung durchgehen. Dem Zuge der Zeit entsprechend sollten diese Binder in Vollwandbauweise ausgeführt werden; zur Verwendung gelangten einwandige Blechträger von 1,50 m Höhe, die über den Mittelstützen zur Aufnahme der großen Stützenmomente voutenförmig heruntergezogen worden sind. An den Enden ruhen die Binder auf den Rahmen der Anbauten bzw. auf der freistehenden vorderen Giebelwand (s. Bild 5 u. 6).

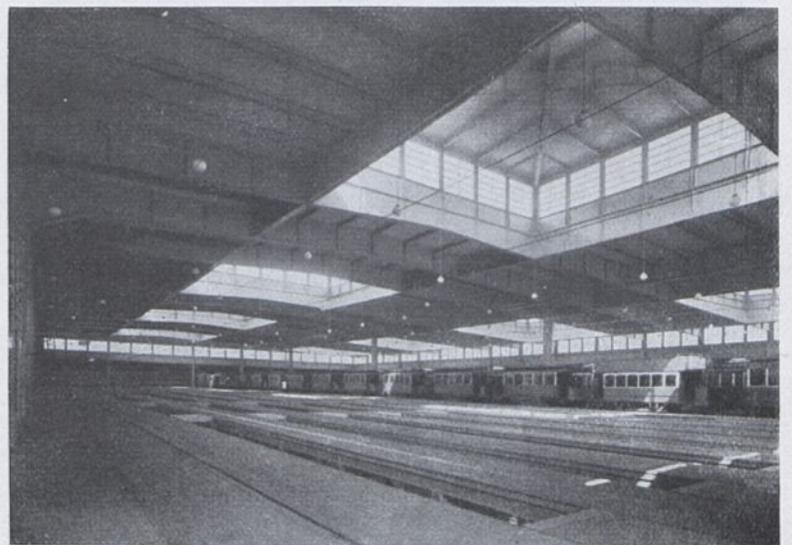


Bild 8. Innenansicht der Halle.

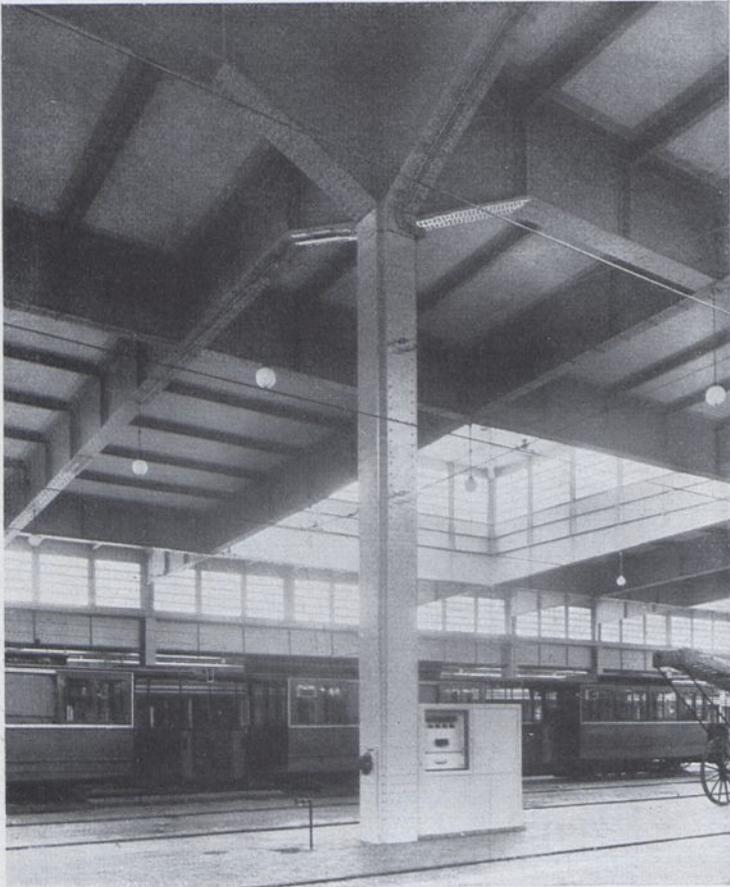


Bild 9. Eine der sechs Pendelstützen.

Zur Belichtung der Halle dienen außer dem in den Umfassungswänden rings um die Halle herumlaufenden Lichtband noch die lotrechten Fensterflächen von 12 kuppelartig ausgebildeten Aufbauten. Jeder dieser Dachaufbauten hat eine Grundfläche von  $15 \times 16$  m. Sämtliche Glasflächen der Halle sind somit lotrecht angeordnet; eine schnelle Verschmutzung der Fensterscheiben ist also nicht zu befürchten. Lediglich die Anbauten weisen kleine Raupenoberlichte auf. Die Kurve des Tageslicht-Quotienten<sup>4)</sup> für einen Hallenquerschnitt ist in Bild 7 dargestellt. Der verhältnismäßig waagerechte Verlauf dieser Kurve ließ eine gleichmäßige Lichtverteilung vermuten, eine Erwartung, die, wie Bild 8 u. 9 deutlich zeigen, sich auch bestätigt hat.

Die kuppelartigen Dachaufbauten werden von zwei Gratbalken überspannt, die sich in der Mitte biegungsfest durchdringen; die Lasten übertragen sich also gleichmäßig

<sup>4)</sup> Vgl. z. B. Maier-Leibnitz, Der Industriebau, 1. Bd.: Die bauliche Gestaltung von Gesamtanlagen und Einzelgebäuden. Berlin 1932, J. Springer. S. a. Hütte, Bd. III, 26. Aufl., S. 302.

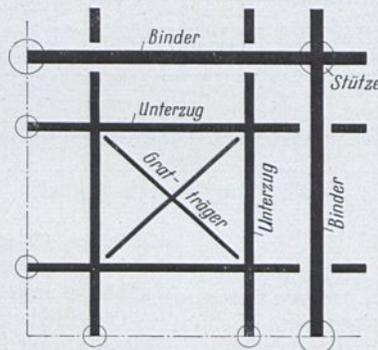


Bild 10. Anordnung des Haupttragwerkes.

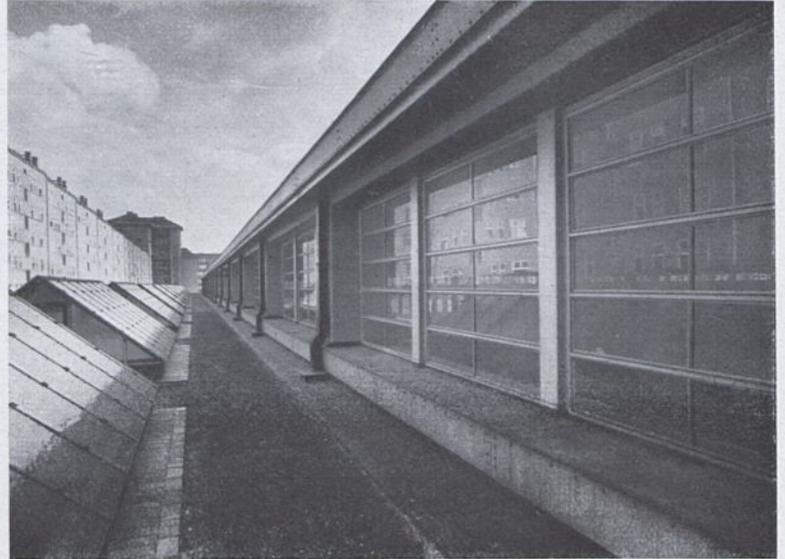


Bild 12. Seitliches Lichtband. Oben der Rinnenkasten.

nach allen vier Eckpunkten. Dort werden sie von vier sich kreuzenden Unterzügen übernommen, die sich wieder rostartig in die einzelnen Gefache des Binderrostes einfügen (s. Bild 2, 8 u. 9). An den Außenseiten der Halle stützen sich die Unterzüge ebenso wie die Binder auf die Rahmen der Anbauten bzw. auf die freistehende Giebelwand. Der größeren Deutlichkeit halber ist die statische Wirkungsweise der sich rostartig durchdringenden Binder, Unterzüge und Gratbalken in Bild 10 nochmals dargestellt.

Über den Bindern und Unterzügen liegen dann die Platten. Von den Gratbalken über den Oberlichtaufbauten ausgehend, verlaufen sie bald in der Längs- und bald in der Querrichtung der Halle (s. Bild 2), Platten, Pfosten der Oberlichte und Aussteifungen der Blechträger bilden also durchgehende Linienzüge, die, wie Bild 8 u. 9 zeigen, durch die farbige Umrandung der einzelnen Felder der Dachhaut noch besonders hervorgehoben sind. Den Aufbau des Tragwerkes zeigt anschaulich Bild 11 nach beendeter Aufstellung und noch ohne Dacheindeckung.

Die Dacheindeckung der Haupthalle erfolgte durch eine 7 cm starke eisenbewehrte Hohlsteindecke mit aufgeklebter doppelter Papplage. Zur Entwässerung des Daches dienen die an den beiden Längsseiten der Haupthalle angebrachten geräumigen Kastenrinnen, deren Abfallrohre an den Stielen des durchgehenden Lichtbandes befestigt sind (Bild 12).

Für die Dachdecke der Anbauten wurden mit Rücksicht auf die Erdüberschüttung 15 cm starke Hohlsteine mit Überbeton verwendet. Die Decke selbst liegt horizontal; das erforderliche Gefälle nach den an den Außenwänden liegenden Rinnen wurde durch Anwachsen der Stärke des Überbetons geschaffen.

Die größte Bodenpressung sollte den Wert von  $3 \text{ kg/cm}^2$  nicht überschreiten. Für die mit je 512 t belasteten Innenstützen wurden damit Fundamente erforderlich, deren quadratische Bodenflächen Kantenlängen von 4,80 m aufweisen.

Einen Überblick über das gesamte Bauwerk gibt Bild 13, aus dem sowohl die Halle als auch die kleineren Bauten im Bahnhofsvorplatz

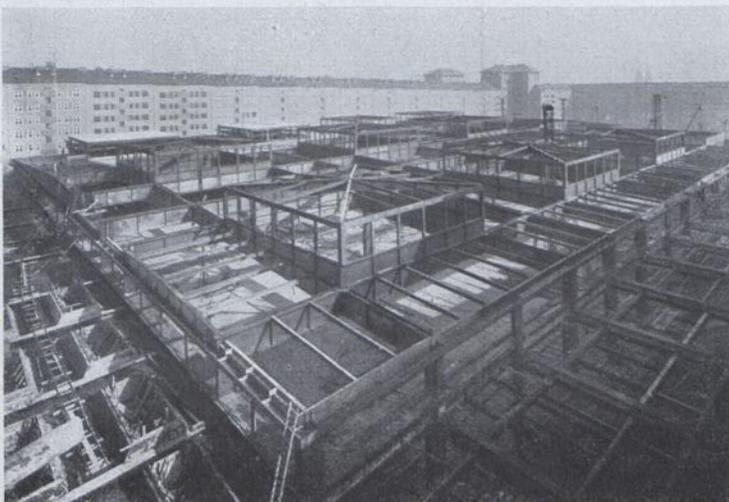


Bild 11. Gesamttragwerk nach der Aufstellung.

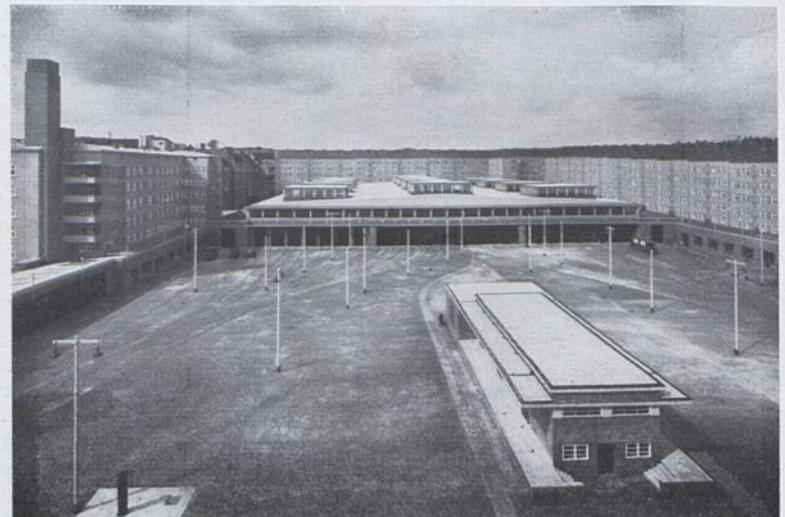


Bild 13. Gesamtüberblick.

ersichtlich sind. Einen Blick vom Innern der Halle nach dem Hofe zu zeigt schließlich Bild 14; man erkennt deutlich die schmalen Torstützen, die wegen der tunlichst geringen Gleisenfernungen in ihren Breitenabmessungen so klein wie irgend möglich gehalten werden mußten.

Dazu sei noch besonders bemerkt, daß die bauliche Gestaltung des Gesamttragwerkes und auch die der einzelnen Tragglieder durch ständige Zusammenarbeit zwischen dem Architekten (Jean Krämer) und dem Bauingenieur (der Verfasser) entstanden sind.

**Die Ausdehnungsmöglichkeit der Halle.**

Über die Frage, ob bei stählernen Hallen Bewegungsfugen notwendig sind, gehen die Meinungen der Ingenieure noch weit auseinander. Im allgemeinen werden Hallenbauten in Stahlbauweise ohne Dehnungsfugen erbaut. Dagegen ist auch nichts einzuwenden, solange es sich um Bauwerke von üblichen Längen- und Breitenabmessungen und um geschlossene Hallen handelt. Bei der vorliegenden großräumigen Halle dagegen, deren Mittelteil, wie bereits erwähnt, eine Länge von rd. 120 m und eine Breite von rd. 97 m überdeckt, erschien eine solche Ausführung nicht unbedenklich zu sein, vor allem auch deshalb nicht, weil die Tore der Einfahrtsgiebelwand im Sommer und Winter fast immer aufstehen und daher mit großen Temperaturunterschieden gerechnet werden muß. Wie eine Überschlagsrechnung ergibt, bewirkt eine Temperaturänderung um 40°

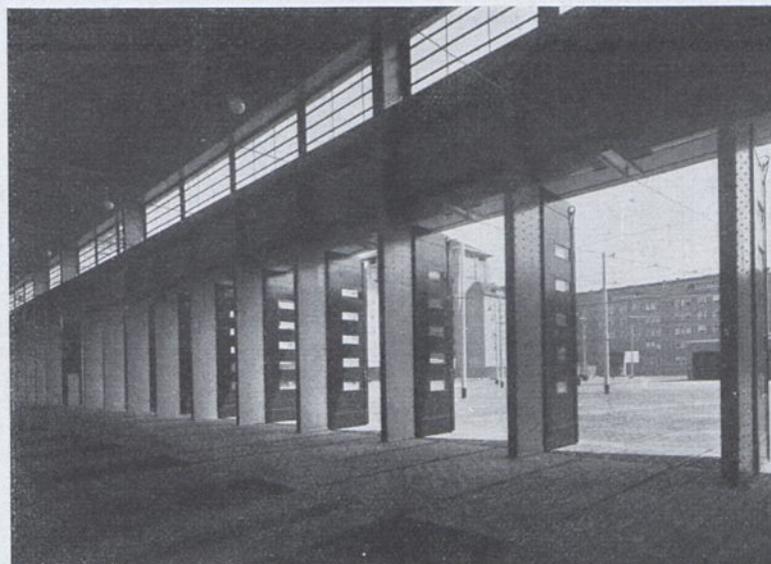


Bild 14. Blick vom Innern nach dem Hofe.

In Bild 15 ist eine Lagerungsmöglichkeit bei Balkenbrücken angegeben. Das eine Auflager ist fest, die übrigen Lager sind in Richtung der Pfeile verschieblich. Nach demselben einfachen Grundsatz sind auch die Lager unserer Halle ausgebildet worden (Bild 16 und 17). Es ist auch hier wieder ein Auflager fest ausgebildet worden, während alle übrigen Lager sich in Richtung der Pfeile ungehindert bewegen können<sup>5)</sup>. Man erreicht dies, indem man die seitlichen Stützen der Binder bzw. Unterzüge auf Rollen auflagert; in Bild 12 unterhalb des Lichtbandes ist der Rollenkasten, in dem die Rollen angeordnet sind, sichtbar. Die sechs Mittelstützen sind als Pendelstützen ausgebildet (s. Bild 9) und daher nach jeder Richtung beweglich.

Mit der Ausbildung der Lager ist die Frage der Aufnahme der Windkräfte eng verbunden. Irgendwelche Schwierigkeiten ergaben sich bei der gewählten Konstruktion nicht. Die Walzen in der Wand a—d nehmen den Druck infolge Wind auf die Längswände, die in der Wand a—b den infolge Wind auf die Giebelwände auf und übertragen diese Drücke auf die Rahmenbinder der Anbauten. Die Überleitung der Windkräfte auf die Lager ist in Bild 18 u. 19 systematisch dargestellt. Bild 18 zeigt einen Querbinder der Halle, der mit den Stielen in den Seitenwänden biegefest verbunden ist und im Innern auf den beiden Pendelstützen aufruht. Das statische System eines Unterzugstranges — wieder in Richtung der kurzen Hallenseite — ist in Bild 19 dargestellt. Wie man erkennt, sind auch hier wieder die Wandstiele, sowohl die der Seitenwände als auch die der Laternenwände, mit den Unterzügen biegefest verbunden. Wesentliche zusätzliche Beanspruchungen treten durch diese biegefesten Verbindungen nicht auf, da die Windangriffsflächen verhältnismäßig klein sind. Für die Bemessung der Stahlteile war daher in der Regel der Zustand Eigengewicht und Schnee maßgebend. Zur Übertragung der Winddrücke auf die biegefesten Stiele sind in den Seitenwänden die waagerechten Bleche des Rinnen- und des Rollenkastens (Bild 12 u. 20) herangezogen worden; eine ähnliche Überlegung ist auch bei den kuppelartigen Aufbauten angestellt worden. Die Ausbildung des Rollenkastens und der Rollenlager zeigt Bild 20. Die dort gezeichnete Stellung der Rollen gilt für die Seiten a—b und a—d (Bild 16). Bild 20 läßt auch die Auflagerung der Seitenhallenbinder an den Außenstützen der Haupthalle erkennen.

**Messungen der Auflagerbewegungen.**

Hallen mit einer derartig großen Zahl beweglicher Auflager (1 festes und 61 bewegliche Lager, davon 6 Pendelstützen und 55 Rollenlager) waren bisher noch nicht ausgeführt worden. Es lagen daher auch keine Erfahrungen vor, wie sich eine derartige Konstruktion in der Praxis bewähren würde. Die Lagerung der Reichstagskuppel, die dem Verfasser als Vorbild diente, hatte sich allerdings glänzend bewährt, jedoch hat diese nur eine Grundfläche von 36,2×30,0 m und nur 12 Lager<sup>6)</sup>.

Um über die Bewegungen der Halle Aufschluß zu bekommen, wurden nach beendetem Aufbau am 5. September 1929 (16 Uhr, Temperaturen im Schatten + 27° C) an den Endpunkten b, c und d (vgl. Bild 21) Markierungen eingeschlagen, so daß man die Verschiebungen  $\delta_1$  bis  $\delta_4$  stets

<sup>5)</sup> Es sei hier noch auf die bewegliche Lagerung der Reichstagskuppel hingewiesen; ihr ist es zu verdanken, daß die Kuppel beim Reichstagsbrande trotz der großen Ausdehnungen fast unbeschädigt geblieben ist.

<sup>6)</sup> Über das Verhalten der Reichstagskuppel und ihrer Lager beim Brande s. Aufsätze des Verfassers Z. d. VdI 1934, Heft 19, Stahlbau 1935, S. 105.

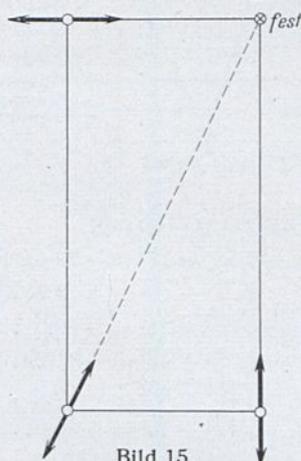


Bild 15. Lagerung einer Balkenbrücke.

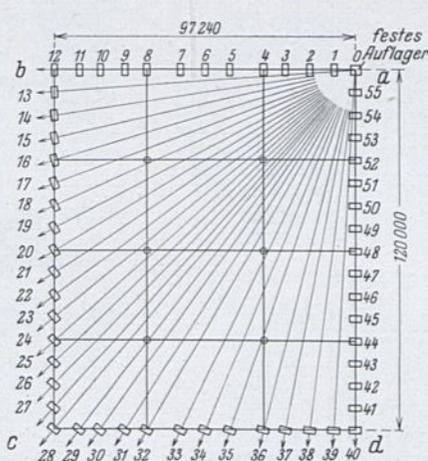


Bild 16. Lagerung der Halle.

theoretisch eine Ausdehnung in der Diagonalenrichtung (154 m) von  $0,000\ 012 \cdot 40 \cdot 154 = 74$  mm. Das Stahlgerippe als Ganzes betrachtet hält eine Verformung von etwa 1/2000 der Länge ohne weiteres aus. Dagegen sind schlimmere Folgen durch Überbeanspruchung einzelner Tragglieder dabei nicht immer zu vermeiden. Unangenehm bemerkbar macht sich die Formänderung auch bei den Glasscheiben, bei den Wänden, der Steineisdachdecke und bei der Dachpappe.

Dehnungsfugen in üblicher Weise ließ jedoch die gewählte Konstruktion nicht zu. Die nach beiden Richtungen kontinuierlich durchlaufenden Binder bilden mit den dazwischen eingeschalteten Unterzügen und den Pfetten sowie auch mit der Dachhaut ein einziges starres Raumbild. Auf Vorschlag des Verfassers entschloß man sich daher, die Auflagerung der Haupthalle auf den Rahmen der Anbauten bzw. auf der freistehenden Giebelwand beweglich auszubilden.

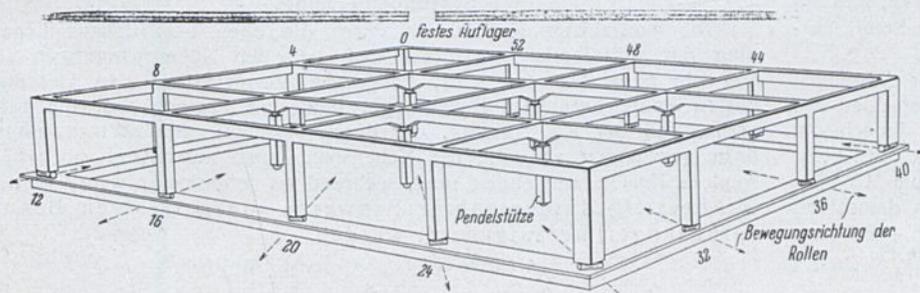


Bild 17. Lagerung der Hauptbinder.

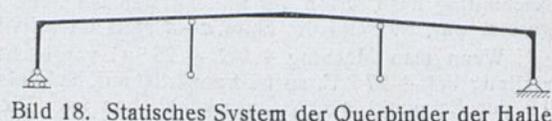


Bild 18. Statisches System der Querbinder der Halle.

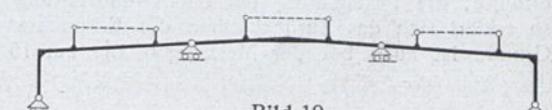


Bild 19. Statisches System des Unterzuges im Dach.

verfolgen kann. Die bisher ausgeführten Messungen zeigten die folgenden Ergebnisse:

Nr.	Datum der Messung	Zeit h	Temp. °C	Unterschied gegenüber Ausgangs-temperatur °C	$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$	$\delta_4$
					in mm			
1	5. 3. 1930	9	+ 4	- 23	- 9	- 24	- 17	- 11
2	14. 6. 1930	13	+ 31	+ 4	+ 5	+ 7	+ 6	$\pm 0$
3	27. 1. 1933	11	- 10	- 37	- 20	- 30	- 25	- 12
4	22. 7. 1933	12	+ 26	- 1	-	- 5	- 10	$\pm 0$
5	5. 12. 1933	10	- 13	- 40	- 10	- 20	- 20	- 15
6	18. 7. 1934	15	+ 30	+ 3	+ 14	+ 12	+ 10	+ 1
Größtwerte der Verschiebung:					+ 34	42	35	16

Wie man aus dieser Zusammenstellung leicht abliest, betragen die größten bisher gemessenen gegenseitigen Verschiebungen

$\max \delta_1 = 34 \text{ mm}; \max \delta_2 = 42 \text{ mm}; \max \delta_3 = 35 \text{ mm}; \max \delta_4 = 16 \text{ mm}.$

Größte Diagonalverschiebung des Punktes  $c = \sqrt{42^2 + 35^2} = 55 \text{ mm}.$

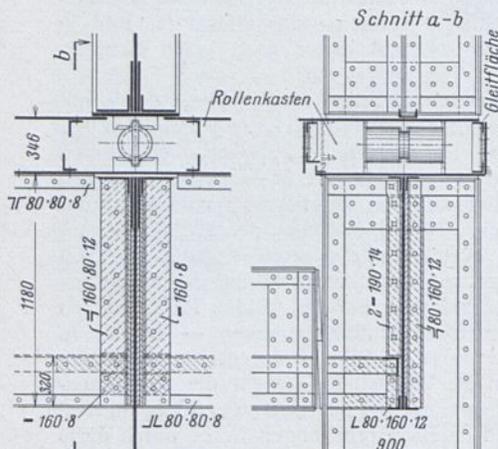


Bild 20. Rollenlager, Rollenkasten und Lagerung der Seitenhallenbinder.

Die Verschiebungen sind in Bild 21 in verzerrem Maßstabe für die einzelnen Messungen dargestellt. Es ist je eine Messung im Sommer und im Winter vorgenommen. Man sieht, daß die Verschiebungen der Seiten  $b-c$  und  $c-d$  nicht parallel zu der ursprünglichen Lage vor sich gegangen sind. Das dürfte seinen Grund darin haben, daß die Seite  $c-d$  morgens von der Ostsonne und die Seite  $b-c$  mittags und nachmittags von der Süd- bzw. Südwestsonne beschienen wurden. Da der Rollenkasten und die Traufräger der unmittelbaren Sonnenbestrahlung ausgesetzt waren, trat eine größere Verlängerung dieser beiden Seiten auf. Zu der Messung 1 sei bemerkt, daß die ausgezogene Stellung diejenige darstellt, die sich ergeben hat gegenüber der Messung am 5. September 1929 bei  $+ 27^\circ \text{C}$ . Diese letzte Stellung ist punktiert gezeichnet und als im Grundriß überall rechtwinklig angenommen. In Wirklichkeit dürfte aus den vorgenannten Gründen der Punkt  $c$  vorgeeilt gewesen sein; bei der niedrigen Temperatur von  $+ 4^\circ \text{C}$  bei Messung Nr. 1 wird dagegen die rechtwinklige Lage vorhanden gewesen sein.

Daß bei Messung 2 die Seite  $a-b$  sich verhältnismäßig mehr verlängert hat als die Seite  $a-d$ , dürfte seinen Grund darin haben, daß am Nachmittag auch schon der Rollenkasten der Seite  $a-b$  der Sonne ausgesetzt war, während die Seite  $a-d$  stets im Schatten liegt.

Wenn man Messung 4 bei  $+ 26^\circ \text{C}$  vergleicht mit der Ausgangsstellung bei  $+ 27^\circ \text{C}$ , so fällt zunächst auf, daß bei dem Unterschied von  $1^\circ$  der Eckpunkt  $c$  noch zurückgeblieben ist. Wenn man jedoch die Zeiten vergleicht und beachtet, daß die Messung Nr. 4 bereits um 12 Uhr erfolgte, die Feststellung bei der Grundstellung jedoch um 16 Uhr, so erklärt sich das Zurückbleiben des Eckpunktes  $c$ . Aus demselben Grunde ist auch bei der Messung 6, die um 15 Uhr bei  $+ 30^\circ$  er-

folgte, eine größere Ausdehnung vorhanden als bei Messung 2 bei  $+ 31^\circ$  um 13 Uhr.

Schieflieh fällt zunächst noch bei der Messung 5 auf, daß bei  $- 13^\circ$  die Verschiebungen von  $\delta_1$  und  $\delta_2$  sowie auch  $\delta_3$  geringer sind als die gleichen Verschiebungen bei Messung 3 bei  $- 10^\circ$  und daß nur die Verschiebung  $\delta_4$  größer ist als die gleiche bei der Messung 3. Eine Erklärung hierfür liegt nämlich darin, daß im linken Teil der Halle zwischen der Wand  $b-c$  und der ersten Stützenreihe rechts neben dieser Wand ein geschlossener Raum vorhanden ist (s. Bild 1 u. 16), weil von der hinteren Giebelwand bis zur Torwand in der Ebene dieser Stützenreihe eine Wand gezogen ist, welche die Bewegung der Pendelstützen mitmacht. Wenn nun die Tore vor diesem abgeschlossenen Raum geschlossen sind, so bleibt die Temperatur darin höher als in dem rechten Raum daneben, wenn darin die Tore geöffnet sind, und das war an dem Tage der Messung 5 der Fall. Die Wand  $b-c$  und Teile der Wände  $a-b$  und  $c-d$  waren daher nicht so sehr abgekühlt wie die Wand  $a-d$ , bei der dann die größte Bewegung auftrat (vgl. hierzu auch die Tabelle).

In dem Bild 22 ist die Diagonalverschiebung des Punktes  $c$  (s. Bild 16) in der Abhängigkeit von der Temperatur bei den Messungen 1 bis 6 noch einmal dargestellt.

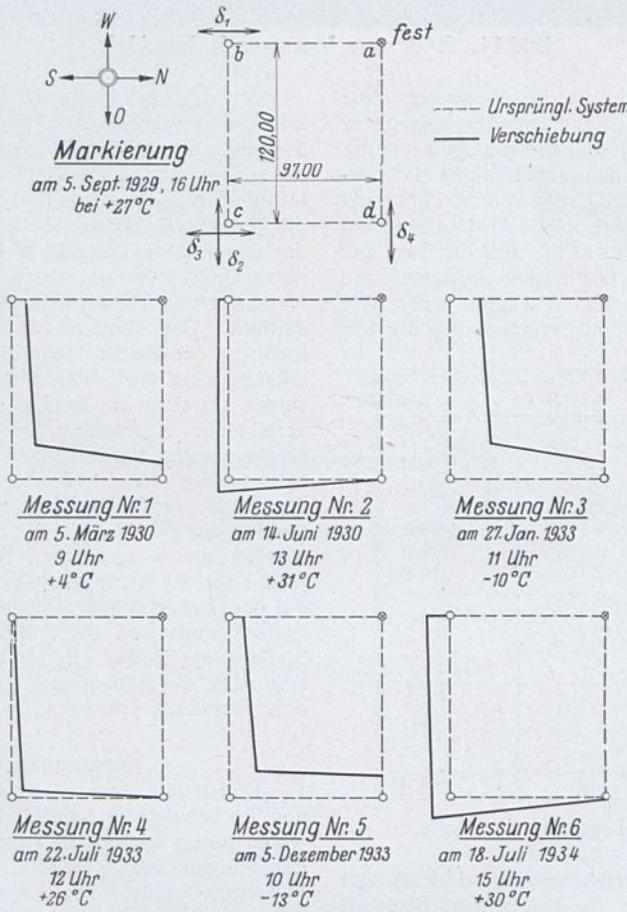
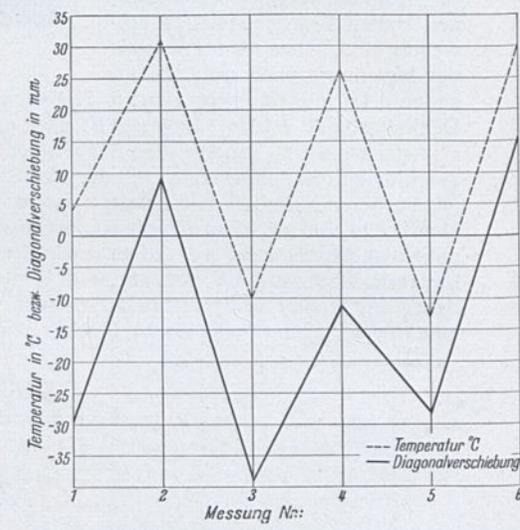


Bild 21. Darstellung der Formänderungen der Mittelhalle infolge Bewegung der Lager bei Temperaturänderungen.



**Diagonalverschiebung**

Messung 1:  $-\sqrt{24^2 + 17^2} = -29,4 \text{ mm}$   
 „ 2:  $+\sqrt{7^2 + 6^2} = + 9,2 \text{ „}$   
 „ 3:  $-\sqrt{30^2 + 25^2} = -39,0 \text{ „}$   
 „ 4:  $-\sqrt{5^2 + 10^2} = -11,2 \text{ „}$   
 „ 5:  $-\sqrt{20^2 + 20^2} = -28,3 \text{ „}$   
 „ 6:  $+\sqrt{12^2 + 10^2} = + 15,6 \text{ „}$

Bild 22. Diagonalbewegung des Punktes  $c$  (Bild 16) in Abhängigkeit von den Temperaturen.

Man sieht, daß die Verschiebung ziemlich genau den Temperaturschwankungen gefolgt ist.

Auf Grund der Meßergebnisse wie auch der Tatsache, daß das Bauwerk nach fünfjähriger Benutzung keinerlei Mängel aufweist, weder Glasbruch noch Decken- oder Wandrisse, kann wohl mit Recht behauptet werden, daß die gewählte Konstruktion sich bewährt hat. Wären die Bewegungsmöglichkeiten der Halle nicht vorgesehen, so würden sich nicht unbedeutende Nebenspannungen und außerdem wahrscheinlich auch Beschädigungen an der Hallenkonstruktion ergeben haben.

**Schlußbemerkung.**

Die zusätzlichen Kosten, die durch die oben beschriebene Lagerung der Mittelhalle entstanden und bei der Nebenspannungen so gut wie ausgeschlossen sind, haben im Vergleich zu den Gesamtkosten keine besondere Bedeutung. Immerhin besteht aber die Tatsache, daß der Konstrukteur, der durch besondere Maßnahmen, ohne dazu gezwungen zu sein, die Nebenspannungen ausschaltet, noch besondere Kosten aufwenden muß, während es folgerichtig wäre, wenn für derartig durchgeführte Bauwerke die zulässigen Beanspruchungen heraufgesetzt würden.

## Neubauten für die Technische Messe in der Reichsmessestadt Leipzig.\*)

Von Obering. P. Muntenbruch VDI, Leipzig.

Im Rahmen der Gesamtplanung des Leipziger Architekten Curt Schiemichen zur Um- bzw. Ausgestaltung des Ausstellungsgeländes wurde zur Frühjahrsmesse 1937 die Mittelhalle 11 umgebaut und durch eine 127 m lange Front nach Süden abgeschlossen. Zur diesjährigen Frühjahrsmesse wurde nun auch die westliche Seitenhalle 11 sowie der Kopfbau zum Hause der Elektrotechnik in geschweißter Stahlkonstruktion neu errichtet, so daß die Südfront einen einheitlichen wirkungsvollen Abschluß erhält.

An der Nordfront (Reitzenhainer Straße) war bereits im Jahre 1929/30 die Halle 19 (frühere Bezeichnung: Halle 20) als Teil der etwa 245 m langen Front entstanden. Nach den vom Führer genehmigten Plänen erhält diese Front durch die Errichtung der Hallen 20 und 21a einen wuchtigen Abschluß. Wie der Lageplan (Bild 1) zeigt, steht Halle 21a in gleicher Flucht wie Halle 19, während Halle 20 mit der Giebelfront noch um 22 m vorspringt. Die Mittelachse der Halle 20 stimmt mit der Mittelachse der jenseits der Straße des 18. Oktober liegenden Halle 7 überein. Das dazwischenliegende Freigelände wird später im Zuge der Gesamtplanung umgestaltet.

Die folgenden Ausführungen behandeln den Aufbau der Hallen 20 und 21a, insbesondere die Stahlkonstruktion und deren Montage.

Der gesamten Anlage und dem Zweck entsprechend kamen nur freitragende Hallen in Betracht, weshalb Vorschläge für Lösungen mit Zwischenstützen trotz wesentlicher Stahlersparnis abgelehnt werden mußten. Um den Stahlverbrauch möglichst gering zu halten, wurde für den unteren Teil der Halle 20 Massivbauweise — Eisenbeton und Mauerwerk — und für das Dach eine leichte Eindeckung — Doppelpappdach — gewählt. Alle Umfassungswände wurden 38 cm dick ausgeführt und erhalten später eine etwa 10 cm dicke Werksteinverkleidung. Das Tragvermögen der massiven Wände ist zur Aufnahme von Vertikal- und Windlasten soweit als möglich ausgenutzt.

### Halle 20.

Die 51,00 m breite und 118,96 m lange Halle überdeckt eine Grundfläche von rd. 6000 m<sup>2</sup> (Bild 2). Bis zu 19,00 m Höhe wurden die in 10,72 m Abstand angeordneten Eisenbetonstützen von 1,00 · 1,50 m Querschnitt hochgeführt und oben durch einen umlaufenden Randbalken von 1,50 · 1,00 m Querschnitt abgeschlossen und zu einem Rahmentragwerk verbunden. In Höhe + 13,70 m ist noch ein weiterer Verstärkungsbalken von 0,50 · 1,00 m Querschnitt vorhanden. Zwischen den Stützen 2 und 7 in Reihe A und B war außerdem ein Eisenbetonbalken notwendig zur Auflagerung der Blechträgerpfetten der Zwischenbauten zwischen den Hallen 19 und 20 einerseits und den Hallen 20 und 21 andererseits. Die Abstützung der großen Giebelwände erfolgte durch je zwei Eisenbetonrahmenkonstruktionen sowie durch die beiden, das Eingangsportal begrenzenden stabilen Wände. Das Eisenbetontraggerippe

erhält, wie erwähnt, 38 cm dicke Ausmauerung und außen Werksteinverkleidung. Außer den beiden Eingangsportalen sind nur Durchgänge zu den seitlichen Zwischenbauten zwischen den Stützen 3 bis 6 der Reihen A und B vorhanden. Die fensterlose Halle wird durch ein Sattelloberlicht mit 30° Neigung und einer Grundfläche von 18 · 90 m belichtet. Die in Binderuntergurtenebene angeordnete Rabitzdecke ist durch eine Glasdecke von 27 · 86 m Größe unterbrochen.

Als Tragkonstruktion für das Dach und die Decke gelangten zehn Fachwerkbinder von 49,5 m Stützweite zur Ausführung (Bild 2 u. 3). Je zwei Endbinder haben eine Systemhöhe von 2,5 m an der Traufe und 4,5 m in der Mitte, während die Systemhöhe der übrigen Binder in der Mitte 6,1 m beträgt. Für die Gurte der Endbinder wurden IP 34, für die der übrigen Binder IP 28 gewählt, welche noch den statischen Erfordernissen entsprechend verstärkt wurden. Die flach angeordneten P-Träger ergeben infolge ihrer großen Knicksteifigkeit einen besonders vorteilhaften Querschnitt. Ein Binder wiegt etwa 25 t. Die Anordnung der Pfetten und der übrigen Tragkonstruktion erfolgte unter Berücksichtigung einer geringen Schattenwirkung auf die untere Glasdecke. Deshalb sind die Oberlichtpfetten, von Binder zu Binder spannend, als durchlaufende Träger berechnet und konstruiert. Dagegen wurde durch Einfügung von Zwischenträgern die Stützweite der Pfetten der seitlichen Dachfläche auf die halbe Feldlänge reduziert. Sechs durchlaufende Fachwerkunterzüge, im Abstand von 9 m angeordnet, dienen zur Aufnahme der Dach-, Decken- und Kranlasten, sowie zur Aussteifung der Binderobergurte. Damit normaler Anschluß der Laufschielen für die Hängekrane möglich ist, wurde der aus I 30 bestehende Untergurt der Unterzüge 20 cm unter die Decke herabgezogen. Eingenietete Winkel gewährleisten einen guten Anschluß der Rabitz- und Glasdecke. Zur Aufnahme der verhältnismäßig großen Knickkräfte wurde in vier Feldern ein entsprechend berechneter und konstruierter Rautenverband ausgeführt.

Die Längenänderung infolge Temperaturwirkung ist durch Anordnung einer Dehnungsfuge am Binder 5 besonders berücksichtigt. Bei der Festlegung des Spielraumes sind die Achsen 1 und 10 als Festpunkte gedacht, so daß zur Zeit der Aufstellung ( $t = 0^\circ \text{C}$ ) ein Spielraum von 4,5 cm vorhanden ist. Sowohl bei allen Pfetten, Deckenträgern und Gitterunterzügen als auch bei den Betonkonstruktionen ist die Bewegungsmöglichkeit beachtet. Die Unterzüge sind durch Hängebänder an die Binderobergurte angeschlossen, um eine einwandfreie Kraftübertragung zu gewährleisten. In der Querrichtung waren besondere Maßnahmen zur Berücksichtigung der Temperaturunterschiede nicht notwendig, da die Eisenbetonstützen infolge ihrer Höhe elastisch genug sind, um entsprechende Längenänderungen des Binders mitzumachen. Eine bewegliche Auflagerung der Binder wäre auch nicht möglich gewesen, da diese zur Übertragung der Windkräfte auf die gegenüberliegenden Stützen als Bindeglied dienen. Damit die Bewegungsmöglichkeit der Eisenbetonunterkonstruktionen nicht behindert

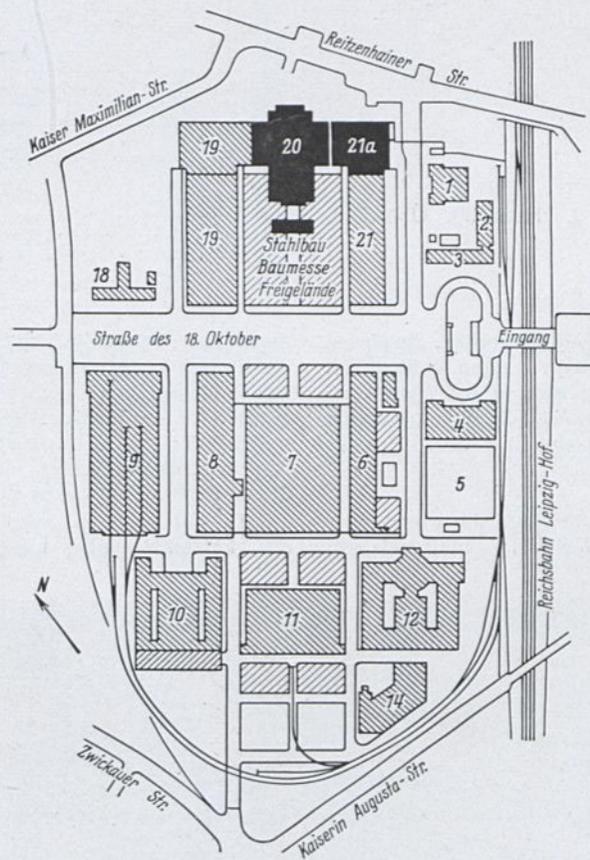


Bild 1. Lageplan.

\*) Vgl. auch Bautechn. 1938, Heft 8, S. 90 ff.

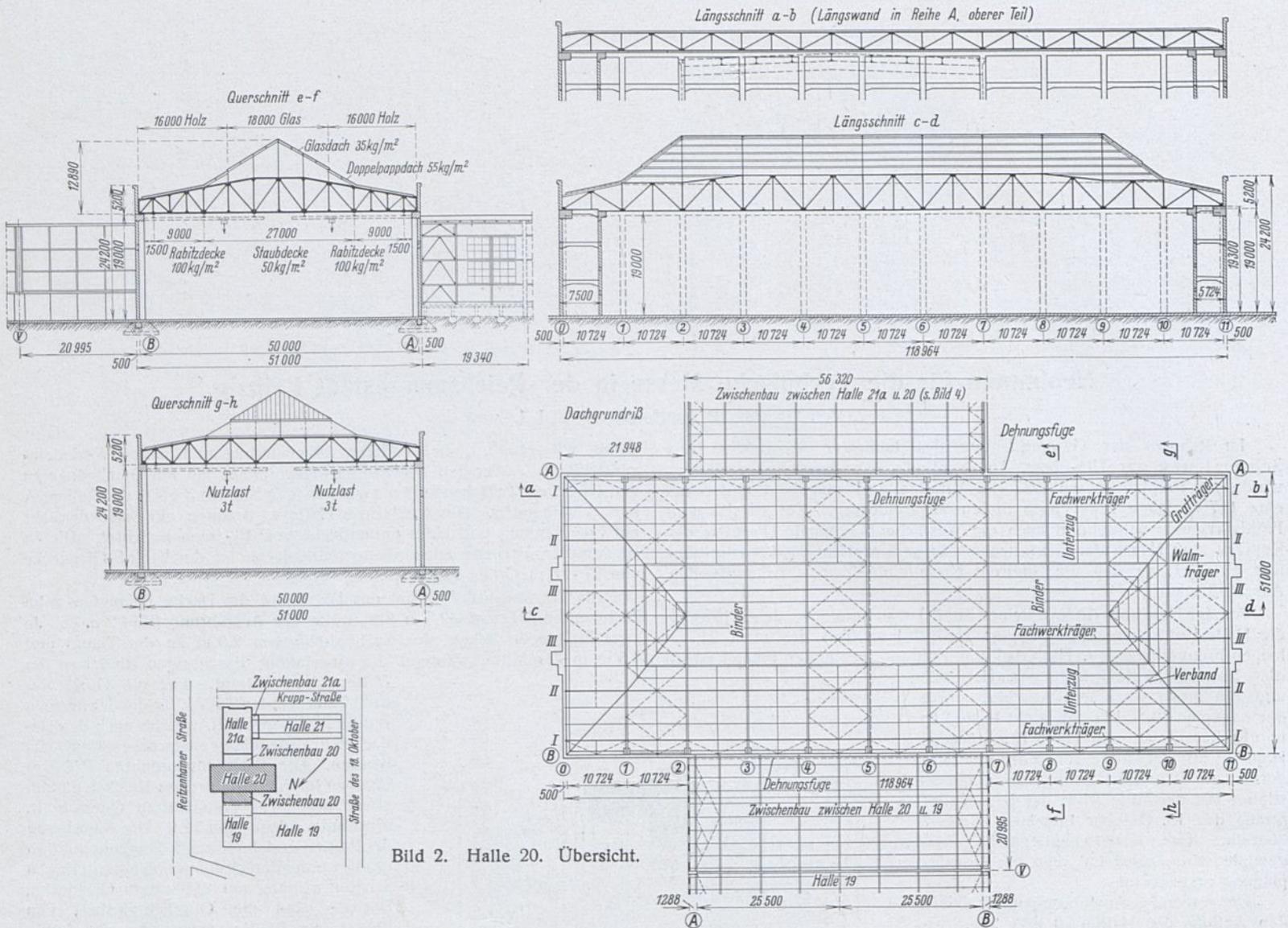


Bild 2. Halle 20. Übersicht.

ist, sind Dehnungsfugen in den Reihen A und B ausgeführt worden. An diesen Stellen erhielten die Blechträgerpfetten der Zwischenbauten Rollenlager.

Zum Transport der Ausstellungsgegenstände sind in der Halle zwei Demag-Hängekrane von je 3 t Tragkraft angeordnet, die den gesamten Raum bestreichen und mittels einer Hubtraverse eine Last von 6 t in der Mitte transportieren können.

#### Halle 21 a.

Die überdeckte Fläche beträgt bei einer Breite von 53,60 m und einer Länge von 86,40 m rd. 4600 m<sup>2</sup> (Bild 4). Als Dacheindeckung gelangte die „Leipziger Decke“ mit doppellageriger Pappe zur Ausführung, die bekanntlich ohne Schalung hergestellt wird.

Sechs je 53 t schwere Zweigelenrahmenbinder von 51 m Stützweite und 15,34 m Traufenhöhe, im Abstand von 12,44 m angeordnet, dienen zur Aufnahme der Dach-, Katzen- und Windlasten (Bild 5). Die auf Beulsicherheit untersuchten Stehbleche haben bei 15 mm Dicke eine Höhe von 1,75 m für den Riegel und 1,60 m für den Stiel. Als Gurtungen wurden Winkel 200 · 100 · 16 mit ein bis drei Gurtplatten 450 · 15, in den Rahmenecken mit Rücksicht auf Anschluß Winkel 200 · 200 · 16 mit drei Gurtplatten gewählt. Durchbiegung infolge stän-

diger Last, einschließlich  $\frac{1}{3}$  Schneelast, ist durch Überhöhung, der elastischen Linie entsprechend, ausgeglichen. Das maximale Moment in den Rahmenecken ergab sich zu 697 tm. Die Eckbleche erhielten die größten für den Transport zulässigen Abmessungen. Auf sachgemäße Übertragung der großen Horizontalschübe von 43 t ist bei Ausführung der Auflager besonders geachtet. Zur Aufnahme der Biegung und Schubkräfte sind die Auflagerbarren durch Einnieten von Flach- und Winkelstahl verstärkt.

Da mit Rücksicht auf Fußbodenausbildung ein Zugband zur Bindung des Horizontalschubes nicht angeordnet werden konnte, wurde bei der Berechnung und Bemessung der Fundamente die Möglichkeit des Setzens berücksichtigt.

Alle Pfetten sind als durchlaufende Träger konstruiert; sie erhielten besondere Eckversteifungen, um die Knicksicherheit des Rahmenriegels zu gewährleisten. Besondere Maßnahmen waren zur Knicksicherung der Rahmenstiele notwendig. Hier sind die Wandriegel in Höhe in 3,6, + 8,2 und + 12,8 durchlaufend berechnet, wobei auch der Anteil der Knickkraft eingerechnet ist. Die Wandriegel selbst sind außerhalb der Rahmenstiele, innerhalb der massiven Umfassungswände angeordnet und durch besondere Eckverbindungen mit dem Rahmenstielverbunden. Bei

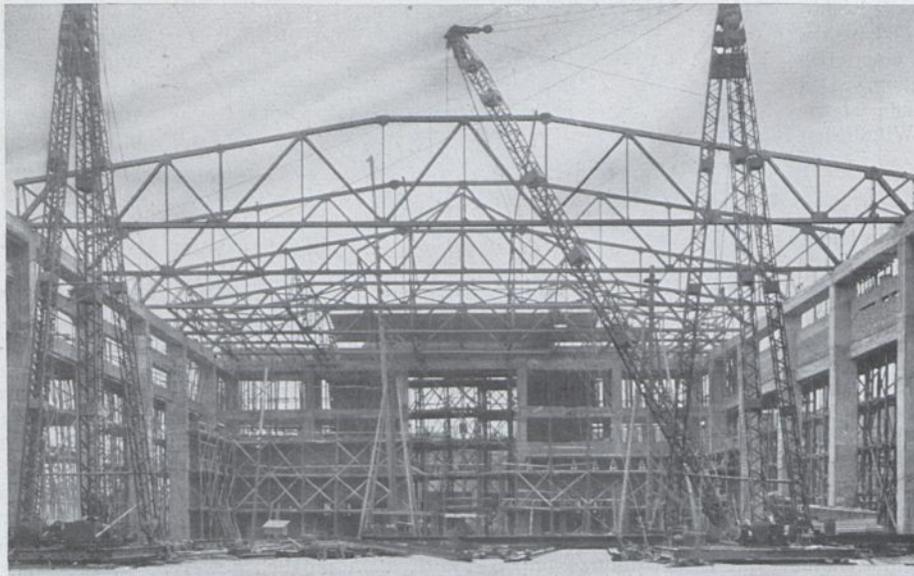


Bild 3. Montage der Dachbinder der Halle 20.

Berechnung des Windträgers und der Dachverbände ist auch die Knickkraft der Rahmenriegel eingesetzt. Zur Aufnahme der 5 t-Unterflanschlaufkatzen sind über den beiden Mittelgängen durchlaufende Träger eingebaut, die in der Mitte an die darüberliegenden Pfetten angeschlossen sind.

Im Giebel an der Kruppstraße (Reihe 1) waren Wandstiele zur Aufnahme der Dach-, Katzen- und Windlasten notwendig. Eine Versteifung in der Längsrichtung war nicht erforderlich, da die 38 cm dicke Wand die Standsicherheit gewährleistet. In sinngemäß gleicher Weise wie der

sich die Abfangung eines Blechträgerunterzuges, wobei die neue Stützensstellung den Durchgängen angepaßt ist.

Mit Rücksicht auf kurzfristigste Herstellung und Materialbeschaffung konnte für vorgenannte Bauwerke nur eine genietete Konstruktion zur Ausführung gelangen.

**Montage der Hallen.**

Mit der Aufstellung der Stahlkonstruktion für Halle 21a wurde Ende November 1937 begonnen. Die Rahmenriegel wurden in drei, die Rahmen-

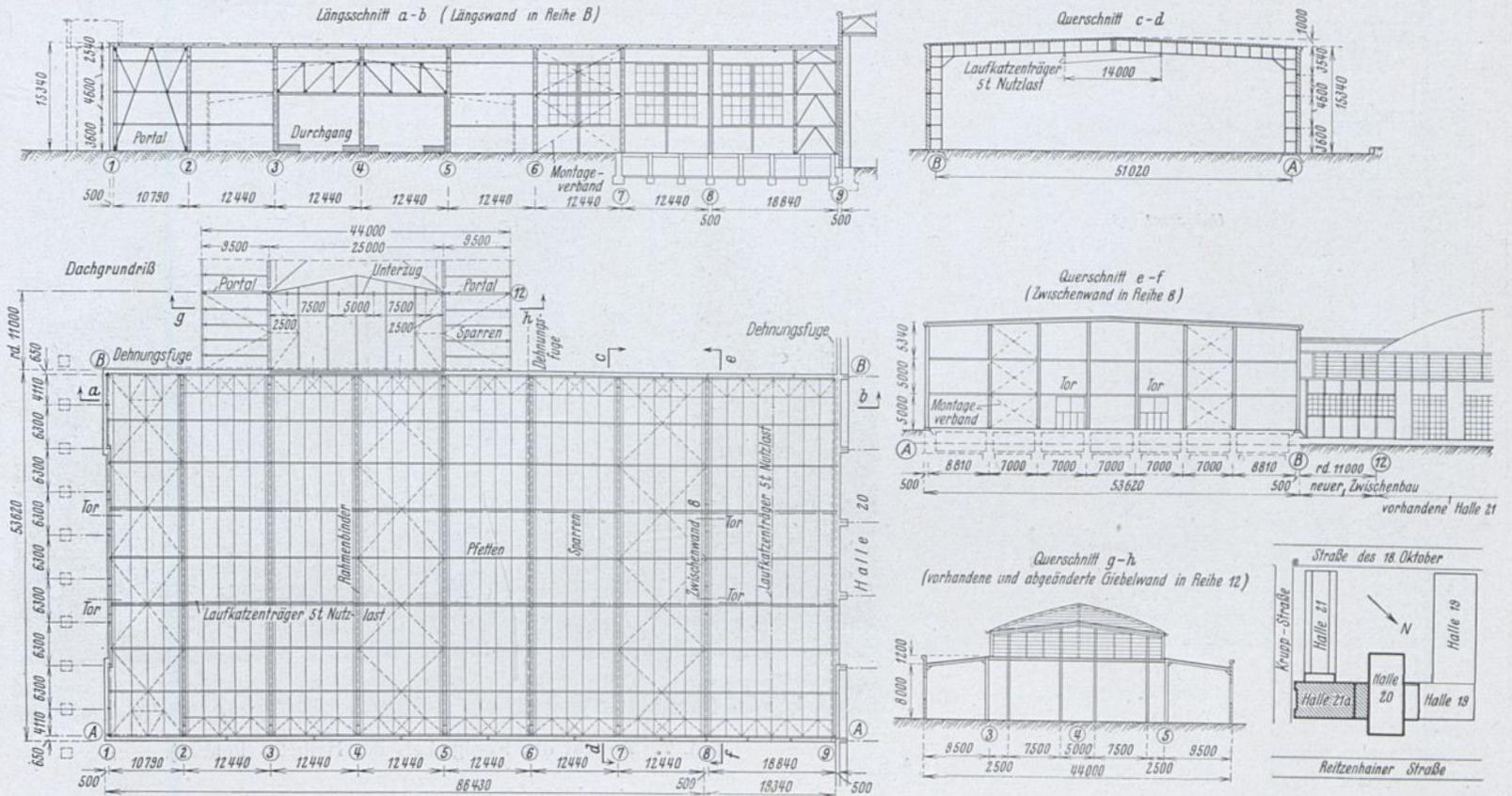


Bild 4. Halle 21a. Übersicht.

Giebel in Reihe 1 ist auch die Zwischenwand in Reihe 8 ausgeführt. Auch hier werden die Dach- und Katzenlasten von der Stahlkonstruktion auf die Fundamente übertragen, während die massive Ausmauerung die in der Wandrichtung wirkenden Windkräfte aufnimmt.

Zur Längsaussteifung sind in den Reihen A und B in den Feldern 1 bis 2 und 8 a bis 9 Fachwerkportale eingebaut, berechnet für eine Windlast von 100 bzw. 60 kg/m<sup>2</sup>, welche auch die Standsicherheit während des Aufbaues verbürgen. Den Temperaturunterschieden wurde durch die Anordnung einer Dehnungsfuge neben dem Rahmen 6 Rechnung getragen.

Zwei große Öffnungen im Feld B3 bis 5 ermöglichen den Durchgang nach der vorhandenen Halle 21. Durch einen darüberliegenden Fachwerkunterzug, welcher als Dreistützträger berechnet ist, wird das Mauerwerk abgefangen.

Der verbindende Teil von Halle 21 a nach Halle 20 ist übereinstimmend mit dem gegenüberliegenden Bauteil 19 nach 20 ausgeführt, während die Verbindung mit der bestehenden Halle 21 in sinngemäß gleicher Ausführung wie Halle 21 erfolgte. Ein Teil der bestehenden Giebelwand konnte nicht entfernt werden, da es sich bei der Halle 21 um ein räumliches Tragwerk handelt. Um Durchgangsmöglichkeiten zu schaffen, ergab

stiele in je zwei Teilen mit Lastwagen zur Baustelle transportiert. Nachdem nun die Stiele und Riegel zusammengebaut und abgenietet waren, wurden erstere mittels zweier Stahlschwenkmaste aufgestellt und durch Drahtseile verspannt. Dann wurde der etwa 44 m lange Rahmenriegel von zwei Masten gehoben, eingesetzt und dann abgenietet (Bild 6). Der Einbau der Pfetten und Wandkonstruktionen erfolgte unter Benutzung von zwei leichten Holzschwenkmasten.

Bei Halle 20 konnte mit dem Aufbau der Stahlkonstruktion erst am 6. Dezember 1937 begonnen werden, da die Eisenbetonkonstruktionen zur

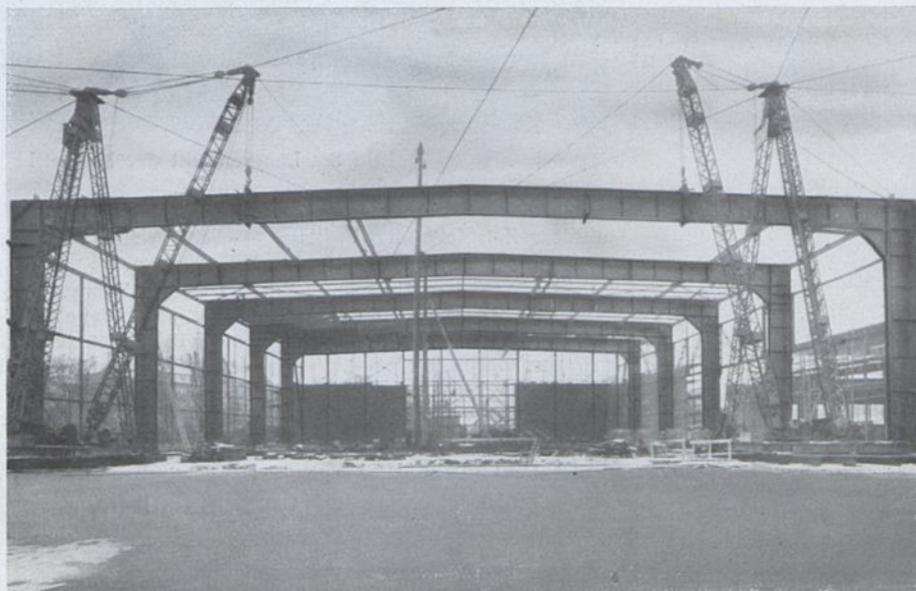


Bild 6. Halle 21a. Bauzustand am 21. Dezember 1937.

Auflagerung der Binder nicht rechtzeitig zur Verfügung standen. Die Montage wurde mit zwei Stahlschwenkmasten von 28 m Hubhöhe und je 25 t Tragkraft sowie mehreren Holzmasten durchgeführt. Nach erfolgter Einarbeitung wurden für den Zusammenbau des in einzelnen Stäben angelieferten Binders, einschließlich Abnieten und Hochziehen, nur 3 Tage benötigt. Schwierig war der Einbau der in Höhen bis zu 32 m liegenden Pfetten, Gitterträger und Verbände. Für die Montage des letzten Binders mußten die Stahlmaste um 180° gedreht werden. In einzelnen Teilen erfolgte dann der Abbau der Hubgeräte, da ein Umlegen nicht mehr möglich war. Durch Ein-

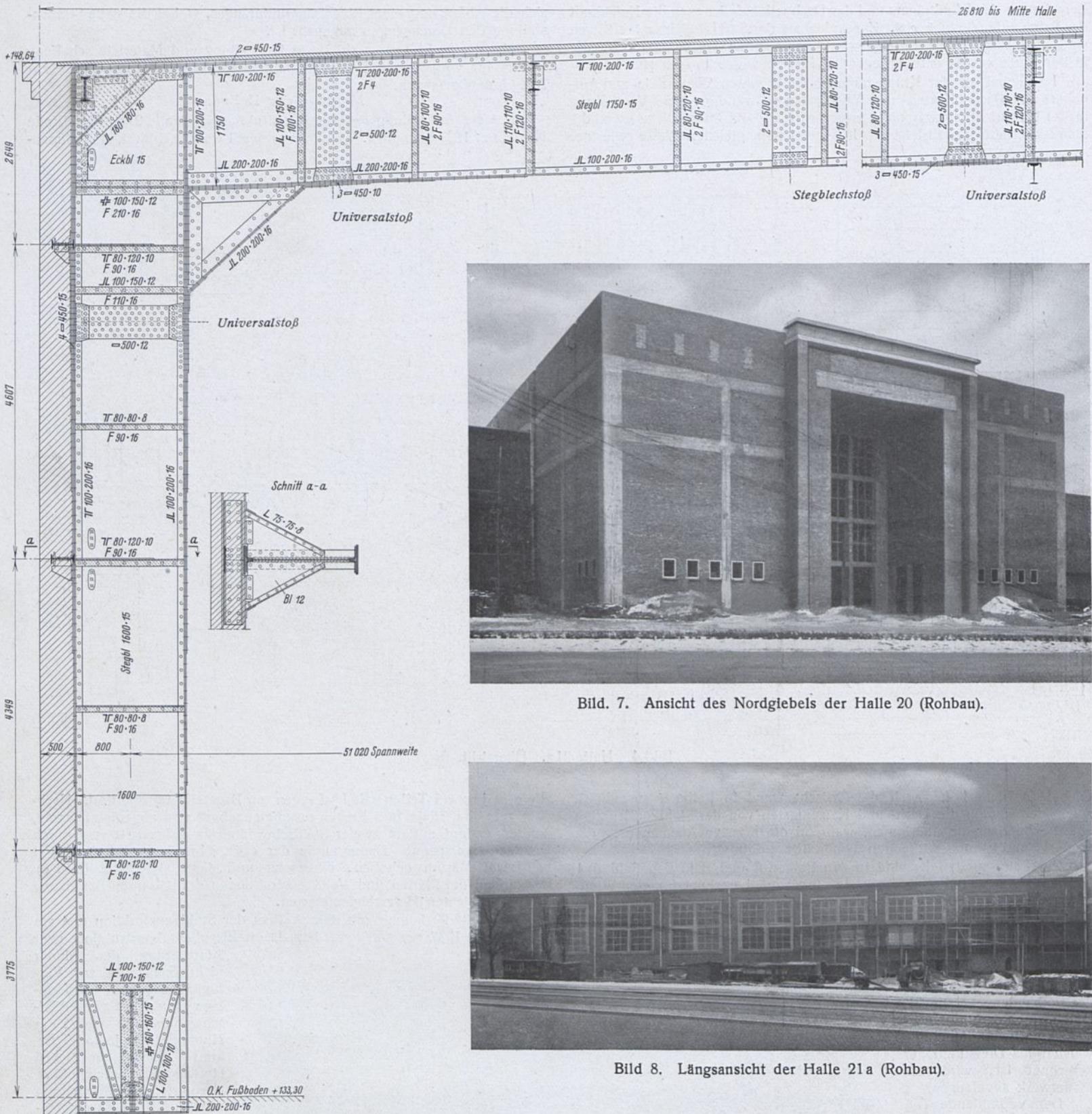


Bild 5. Rahmenbinder der Halle 21a.

setzen der Frostperiode, starken Schneefall und Regen wurde der Fortgang erheblich behindert.

Trotz der vorerwähnten ungünstigen Umstände gelang es in der kurzen Zeit von 7 Wochen, wobei noch die

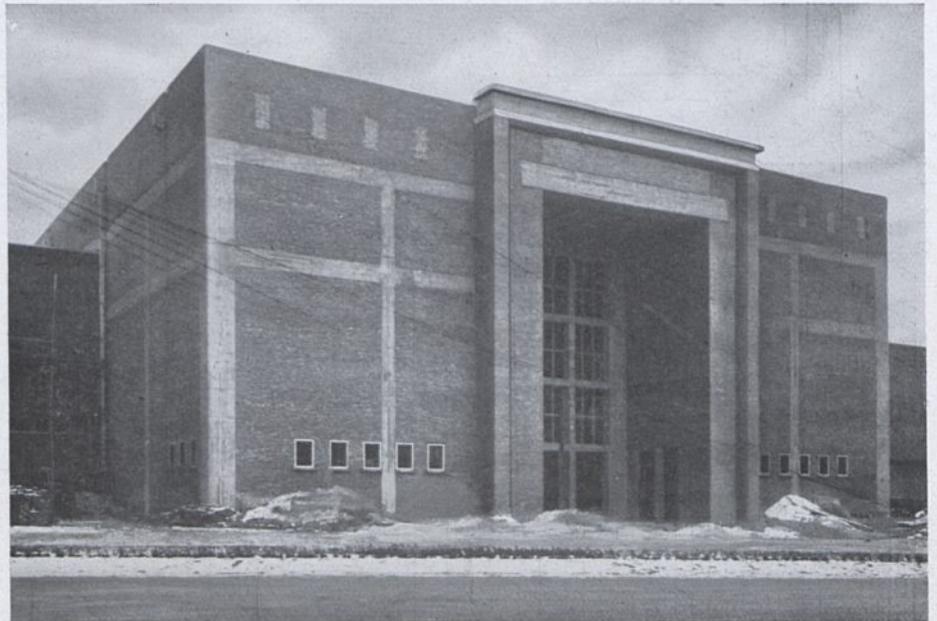


Bild 7. Ansicht des Nordgiebels der Halle 20 (Rohbau).



Bild 8. Längsansicht der Halle 21a (Rohbau).

in diese Zeit fallenden Festtage — Weihnachten und Neujahr — zu berücksichtigen sind, rd. 1400 t Stahlkonstruktion aufzustellen.

Die statischen Berechnungen, die Konstruktionszeichnungen und die Lieferung von 1100 t Stahlkonstruktion sowie die gesamte Montage wurden von der Firma Eisenbau Reinhold Patzschke, Leipzig, ausgeführt, während die Firma Krupp-Druckmüller, Berlin, an der Lieferung für Halle 20 mit 300 t beteiligt war.

Die Bilder 7 u. 8 zeigen Ansichten der im Rohbau fertiggestellten Hallen.

Der Entwurf stammt von Architekt Curt Schiemichen, Leipzig, welcher auch die Bauoberleitung hatte, während die örtliche Bauleitung die Bauabteilung des Leipziger Meßamtes ausübte.

## Autobus-Garage zu Moustapha-Pasha, Ägypten.

Von Dipl.-Ing. H. Fritzen, Mainz.

Im August 1935 wurde von der Ramleh-Electric-Railway (R.E.R.) in Alexandrien eine Garage für Autobusse ausgeschrieben, die in Moustapha-Pasha errichtet werden sollte. Hierfür war von der Verwaltung der R.E.R. ein Entwurf ausgearbeitet worden, der die Überdachung der 120 m langen und 38 m breiten Halle durch Fachwerkbinder vorsah. Diese hatten einen Abstand von 7,40 m — mit Doppelbindern an drei Dehnungsfugen — und ruhten mit einem festen und einem Rollenlager auf den Pfeilern der in Eisenbeton ausgeführten

Längswände. Die I-Träger-Pfetten waren als Träger auf zwei Stützen zwischen den Binderobergurten gespannt und lagerten in den Endfeldern auf den Eisenbetongiebelwänden. Zur Belichtung und Lüftung war den Bindern eine durchgehende Dachhaube von 6,36 m Breite aufgesetzt (Bild 1).

Da außer dem verlangten Angebot für den behördlichen Entwurf auch Sonderangebote in der Ausschreibung zugelassen waren, wurde neben anderen Vorschlägen noch ein Entwurf ausgearbeitet, der die

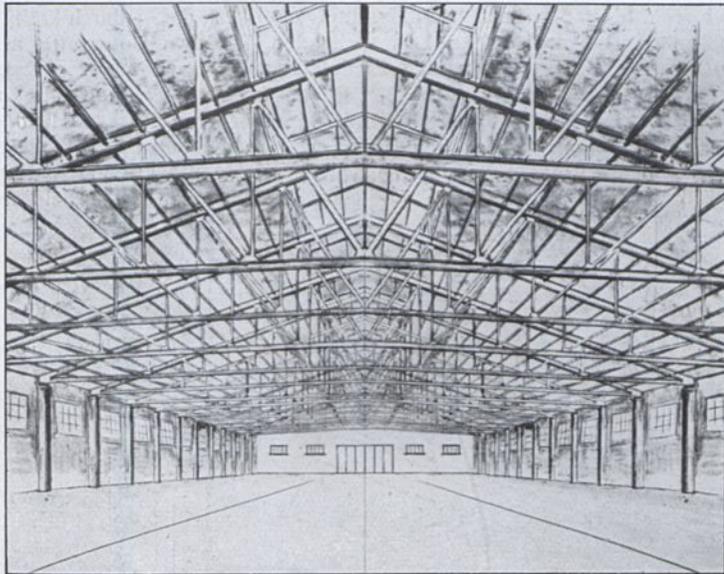


Bild 1. Innenansicht nach dem Entwurf der R. E. R.

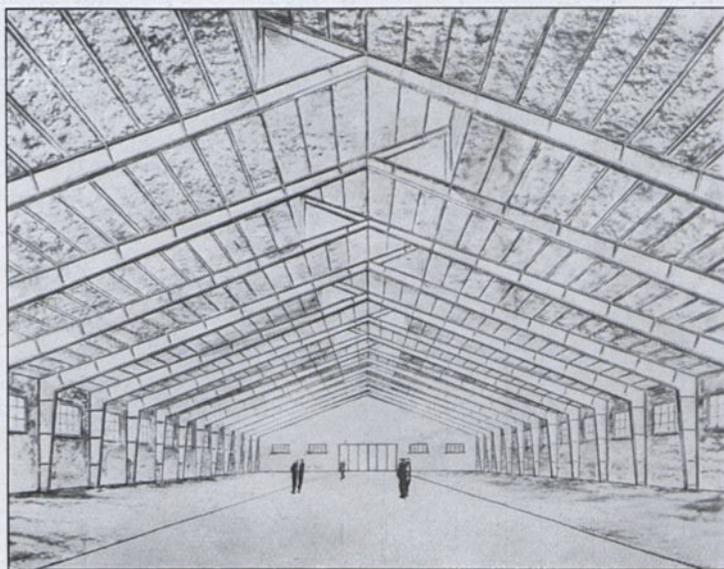


Bild 2.

Innenansicht nach dem Entwurf der ausführenden Firma.

Halle mit Dreigelenkbogen überspannte. Durch die Wahl dieses Systems war vor allem eine befriedigende architektonische Lösung gegeben, die gegenüber den drückenden Fachwerkbindern mit den sich in der Sicht überschneidenden Füllungsstäben einen klaren, einheitlichen und übersichtlichen Innenraum schuf (Bild 2). Hinzuweisen ist dabei noch besonders auf die eigenartige Lösung der Oberlichtanordnung. Die Oberlichter wechseln feldweise ab, wodurch erreicht ist, daß die Binder unter dem Oberlicht nicht frei den Raum durchschneiden, sondern an allen Stellen unmittelbar unter der Dachhaut verlaufen.

Da ein derartiges Bauwerk für die Verhältnisse am Aufstellungsort eine Besonderheit darstellte, war ein weiterer sehr wesentlicher Vorteil dieses Vorschlags darin zu erblicken, daß er — nach Fertigstellung der Fundamente — unabhängig von dem Fortgang der Bauarbeiten machte. Um diesen Vorteil ganz ausnutzen zu können, wurden auch noch besondere Endbinder vorgesehen. Erwähnt sei noch, daß bei dem gewählten System eine größere Standsicherheit des Bauwerks vorhanden ist als bei den auf Pfeilern liegenden weitgespannten Bindern. Eine ins Gewicht fallende Verteuerung der Gesamtkosten gegenüber dem Entwurf mit Fachwerkbindern trat nicht ein, da nunmehr sämtliche Kräfte von der Stahlkonstruktion aufgenommen wurden und so die Eisenbeton-Längs- und -giebelwände entsprechend leichter ausgeführt werden konnten.

Es ist ein Verdienst der Verwaltung der Ramleh-Electric-Railway, daß sie aus vorstehenden Erwägungen heraus dem Vorschlag mit Dreigelenkbogen, der gegenüber dem Fachwerkontwurf naturgemäß in der Stahlkonstruktion teurer war, den Vorzug gab. Trotz starkem ausländischem Wettbewerb wurde der Zuschlag der M. A. N., Mainz-Gustavsburg, erteilt.

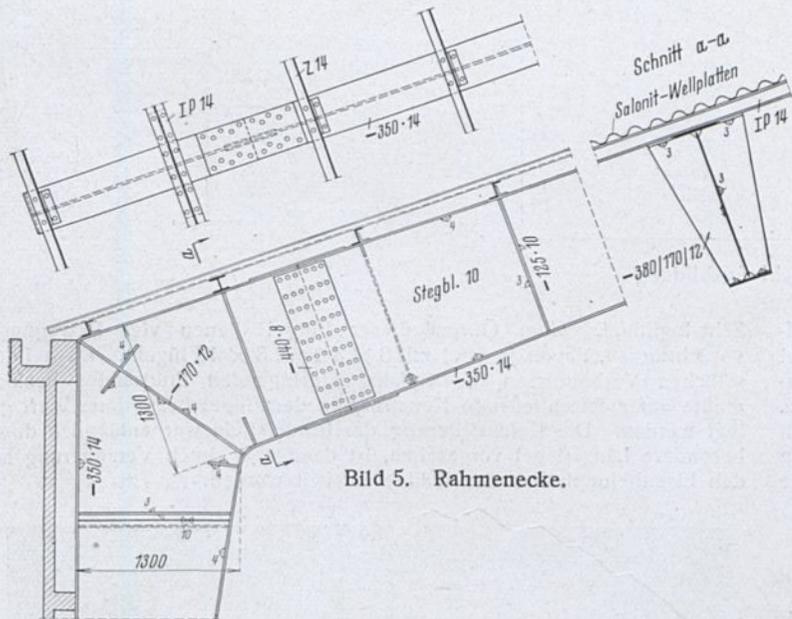


Bild 5. Rahmenecke.

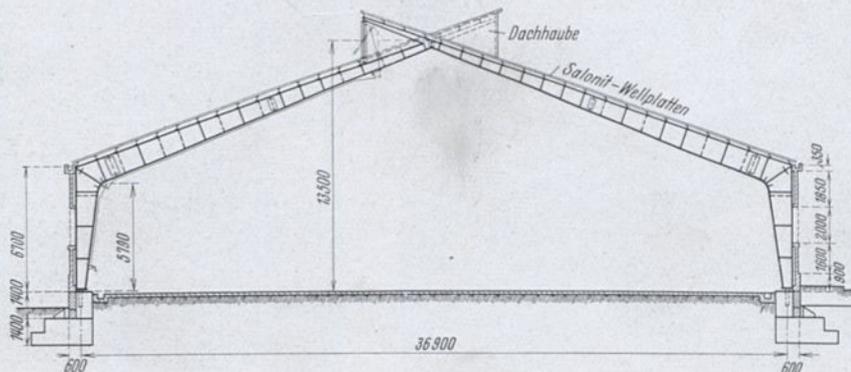
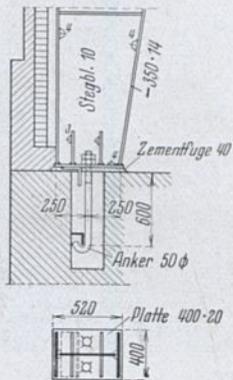


Bild 4. Querschnitt der Halle.

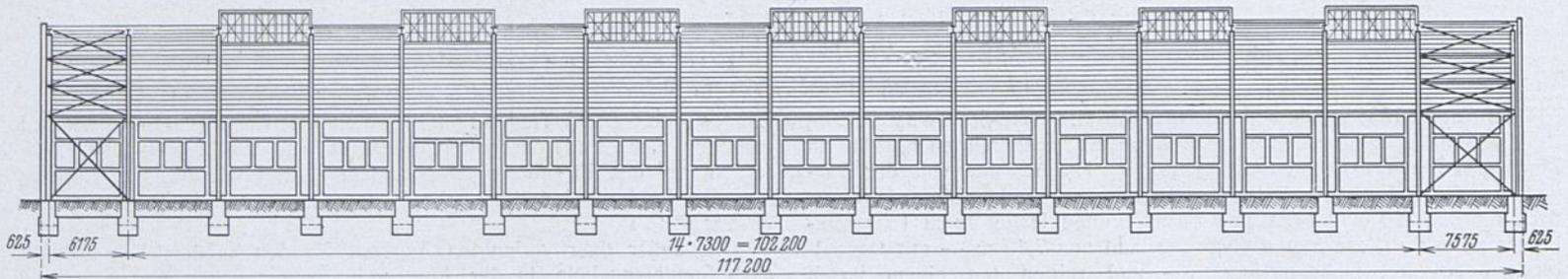


Bild 3. Ansicht der Halle.

Die zur Ausführung gekommene Konstruktion geht aus Bild 3 u. 4 hervor. Die Länge von Mitte Endbinder bis Mitte Endbinder beträgt 115,95 m bei einer Regelbinderentfernung von 7,30 m und Endfeldern von 6,175 bzw. 7,575 m. Die Breite zwischen den Längswänden, die in Eisenbeton vor die Binderstiele gesetzt sind, beträgt 37,40 m. Die Höhe an der Außenmauer ist 6,70 m, so daß sich bei der vorgeschriebenen Dachneigung von  $20^\circ$  eine Scheitelhöhe des Dreigelenkbogens von 13,50 m ergibt. Die Binder sind vollständig geschweißt; nur die Bau-

sind diese Z-Profile durch Breitflanschträger ersetzt, die — durch kräftige Konsolen mit den Rahmenriegeln verbunden — deren Untergurte aussteifen und gleichzeitig in den Endfeldern als Vertikalen der Dachverbände dienen (Bild 5 u. 6). Der Pfettenabstand von 1143 mm war durch die Dachdeckung gegeben, die, wie bei den seitlichen Haubenwänden, in Salonit-Welltafeln erfolgte. Die Längsseiten der einseitigen Oberlichthauben, deren konstruktive Durchbildung Bild 6 zeigt, sind mit 6 bis 8 mm dickem Drahtglas kittverglast und haben in jedem Feld drei

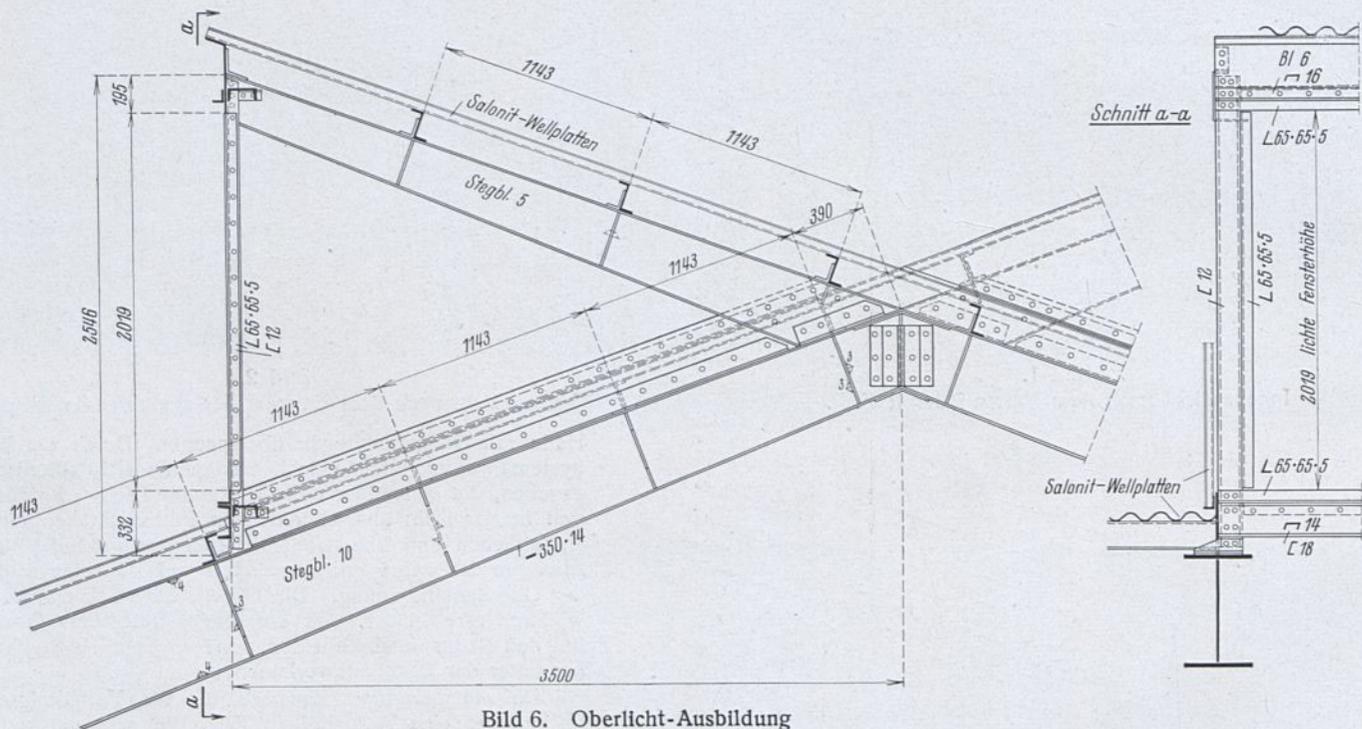


Bild 6. Oberlicht-Ausbildung

stellenstöße mußten geschraubt werden, da eine Schweißung am Aufstellungsort nicht möglich war. Die Stegblechhöhe beträgt im Scheitel 365 mm, im Riegelstoß in der Nähe der Traufe 1260 mm und am Rahmenfuß 472 mm; der Gurt besteht aus einem Breitflachstahl 350/14 (Bild 5). Die Regelpfetten sind als Gelenkträger ausgeführt, zwischen und auf den Oberlichthauben jedoch als Balken auf zwei Stützen. Für die Pfetten sind einheitlich Z-14-Profile gewählt. An drei Stellen auf jeder Dachseite

Schwingflügel. Zum Öffnen dieser Flügel dienen vier Bewegungsvorrichtungen, davon je zwei mit  $3 \times 3$  bzw.  $3 \times 4$  Flügeln. Da bei den örtlichen Verhältnissen die Gefahr eindringenden Flugsandes besteht, mußte auf dichtschließende Konstruktion der Flügel besonderer Wert gelegt werden. Die Knicksicherung der Binderstiele war anfänglich durch besondere Längsriegel vorgesehen, ist dann aber durch Verankerung mit den Eisenbetonpfeilern der Wände erreicht worden.



Bild 7. Stahlkonstruktion nach beendeter Aufstellung.



Bild 8. Ansicht der Garage.

Bei der Berechnung wurden die Angaben der Ausschreibung zugrunde gelegt. Für die Pfetten und Binder war danach außer Eigengewicht und Dachdeckung auch noch eine Zufallslast von  $40 \text{ kg/m}^2$  vorgeschrieben. Wind mußte mit  $150 \text{ kg/m}^2$  eingesetzt werden, während die zulässige Materialbeanspruchung auf  $1000 \text{ kg/cm}^2$  begrenzt war. Der Wind auf die Längswände wird unmittelbar durch die Binder, der auf die Giebel von Dachverbänden aufgenommen, die ihre Kräfte durch Windkreuze in den Längswand-Endfeldern in die Fundamente ableiten.

Für die gesamte Konstruktion ergibt sich ein Gewicht von etwa  $60 \text{ kg je m}^2$  Grundriß, während die-



Bild 9. Innenansicht der Garage.

ser Wert für den behördlichen Entwurf etwa  $54 \text{ kg}$  betragen haben würde. Bei diesem Vergleich ist aber zu berücksichtigen, daß nunmehr in dem Ausführungsgewicht auch die Binderstiele und die Endbinder enthalten sind.

Die Aufstellung erfolgte ohne Zwischenfälle in der Zeit vom 1. September bis 10. Oktober 1936, und zwar unter Leitung eines vom Werk bereitgestellten Monteurs durch einheimische Arbeitskräfte (Bild 7).

Das Bauwerk, welches Bild 8 u. 9 nach der Fertigstellung zeigt, hat in allen interessierten Kreisen des Landes weitgehend Beachtung und Anerkennung gefunden und gibt so werbend Zeugnis für deutsche Ingenieurkunst.

## Deutsches Museum München. Hallenneubau für das Kraftfahrwesen.

Von Dr.-Ing. W. Weiß, München.

Die beispiellose Entwicklung des Kraftfahrwesens, die seit der Macht-ergreifung in Deutschland einsetzte und die früher zahlreichen ausländischen Wagen immer mehr vom deutschen Markt verdrängte, ließ es dem Führer als berechtigt erscheinen, dieses reiche und ständig wichtiger werdende Gebiet der Technik in seinen verschiedenen Entwicklungsstufen in einer besonderen Halle würdig vertreten zu sehen, um so dem Besucher ein möglichst vollständiges und geschlossenes Bild von dem Werdegang der Kraftfahrtechnik in Deutschland zu geben. Für die Aufstellung der historisch wertvollen Fahrzeuge bestimmte der Führer den Neubau einer Halle nach dem Entwurf von Architekt Bäßler, dem Verwaltungsdirektor des Deutschen Museums, als Anbau an den Altbau dieses Museums.

Mit den Arbeiten für den Neubau wurde im Sommer 1936 begonnen. Da der Baugrund der sogenannten Kohleninsel, auf der das Deutsche Museum errichtet ist, größtenteils aus aufgefülltem Material besteht, so mußte eine Brunnengründung ins Auge gefaßt werden. Die Untersuchung des Baugrundes ergab denn auch, daß erst in rd.  $12 \text{ m}$  Tiefe tragfähiger Flinz anstand. Die Gründung wurde mit 73 Brunnen mit einem Schaftdurchmesser von  $1 \text{ m}$  und einem Fußdurchmesser von  $1,5$  bis  $2,7 \text{ m}$  durch-

ausgehend, ergab sich naturgemäß die Gliederung des Bauwerkes, dessen äußere Erscheinung auch harmonisch an den bereits bestehenden Altbau des Meisters der Baukunst, des unvergeßlichen Gabriel v. Seidl, angeglich werden mußte. So stellt sich uns das Bauwerk nach außen

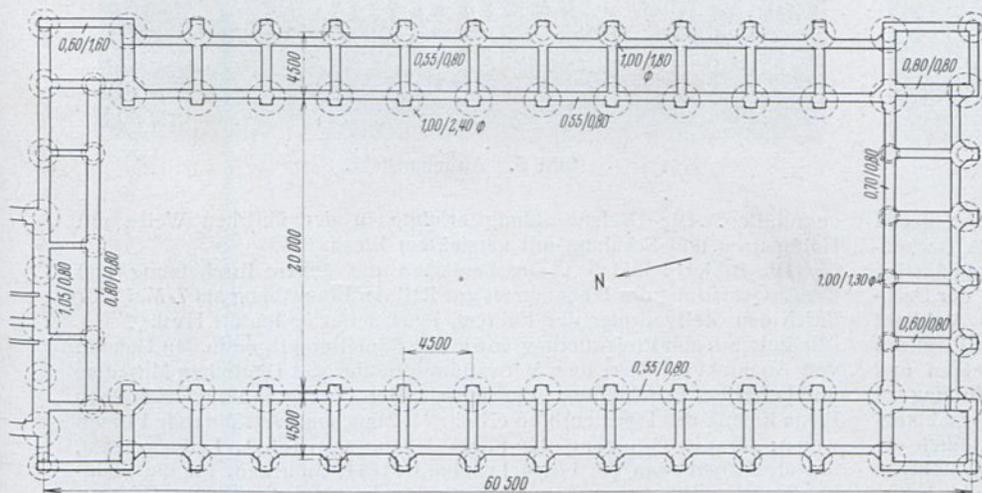
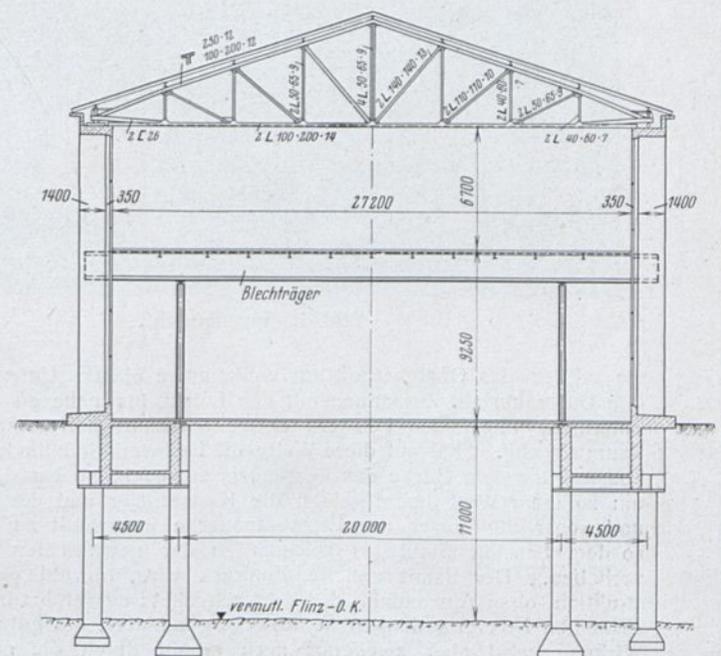
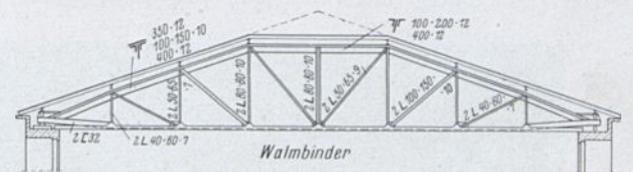


Bild 1. Brunnen- und Schwellenplan.

Bild 2. Querschnitt.

geführt, ihre starre Verbindung untereinander erfolgte mit einem System von Eisenbetonschwellen (Bild 1). Auf diesem Brunnenschwellensystem erhebt sich der Hallenneubau.

Als eine Kernfrage für die Gestaltung dieses interessanten und vorbildlichen Baues war augenscheinlich vom Architekten die Frage der reichlichen Tageslichtzufuhr betrachtet worden, und von dieser Forderung

dar als ein Gebilde von Pfeilern, die an den beiden Längswänden und der Stirnwand vom Boden bis zum Dach in Abständen von  $4,5$  und  $4,13 \text{ m}$  emporstehen und die ebenfalls in ganzer Gebäudehöhe durchlaufenden Fenster des Erd- und Obergeschosses aufnehmen.

Vom Standpunkt der Bautechnik aus betrachtet, darf man das Bauwerk als glückliche Lösung einer Verbindung der Eisenbeton- und Stahl-

bauweise bezeichnen; die wichtigen Pfeiler der Außenwände sowie die Decken über dem Erd- und Obergeschoß und die rings um das Bauwerk geführten Kellerräume für die Unterbringung von Rohrleitungen bestehen aus Eisenbeton, während für die Deckenunterzüge und Stützen, wie auch für die Dachbinder und die Fenster eine Ausführung in Stahl gewählt wurde (Bild 2). Die näheren konstruktiven Einzelheiten zeigen die Bilder 2 u. 3, aus denen besonders auch die Ausbildung der Tragkonstruktion der Erdgeschoßdecke und der Fachwerkbinder ersichtlich ist.

Die lichte Weite der Halle beträgt im Obergeschoß 27,2 m. Um bei der schwer belasteten Decke die Abmessungen der Unterzüge auf ein vernünftiges und den schönheitlichen Forderungen nicht abträgliches Maß zurückzuführen, ist das Erdgeschoß als dreischiffiger Hallenraum so gestaltet, daß das Mittelschiff eine Breite von 19 m aufweist, während man sich bei den beiden Seitenschiffen auf 4,1 m beschränkte und so eine günstige Tiefe für die an den Längswänden gedachten Einzelabteilungen erreichen konnte. Die damit erforderlich gewordenen Stützenreihen — Stahlstützen aus 2 C 30 und IP 24 — stehen in Abständen von je 4,5 m entsprechend den Abständen der Brunnen. Die Unterzüge der Erdgeschoßdecke wurden zweckmäßigerweise als Kastenträger mit 1,25 m Höhe ausgebildet; statisch wurden sie als Riegel eines Rahmens aufgefaßt, dessen Stiele die Eisenbetonpfeiler darstellen; die Stahlstützen übernehmen dabei die Funktion der gelenkigen Unterstützung des Rahmenriegels (Gelenkstützen). Die auftretenden Eckmomente an den Rahmen werden aufgenommen durch die vollkommene Einspannung der Kastenträger in die Eisenbetonpfeiler, wofür noch besondere konstruktive Vorkehrungen getroffen wurden. Die Eisenbetondecke über den Kastenträgern ist eine gestelzte Betonträgerdecke mit Rundeisenarmierung, die Obergeschoßdecke eine Hohlsteindecke zwischen Trägern und in die Untergurte der Dachbinder eingebaut;

ihrem lichten Beige-Ton vorteilhaft der Tönung der übrigen Bauwerkteile anpaßt.

Die Konstruktion der Fenster erforderte infolge der bedeutenden Abmessungen und des aufzunehmenden Winddruckes auch ungewöhnliche Abmessungen der Stahlteile. Da auch hier eine befriedigende Formgebung Grundbedingung war, so wurde von der Verwendung der üblichen Walzprofile Abstand genommen und durch Schweißung ein Profil mit ungleichen Flanschbreiten, das in diesem Fall den Vorzug verdiente, geschaffen (Profilhöhe 230, Flanschen 50/10 und 65/10, Stegdicke 8 mm). So ergab sich auch bei diesem Bau durch Anwendung der Schweißtechnik die Möglichkeit, eine im Augenblick empfundene Lücke in der Reihe der Walzprofile durch Zusammenschweißung entsprechender Stahlteile

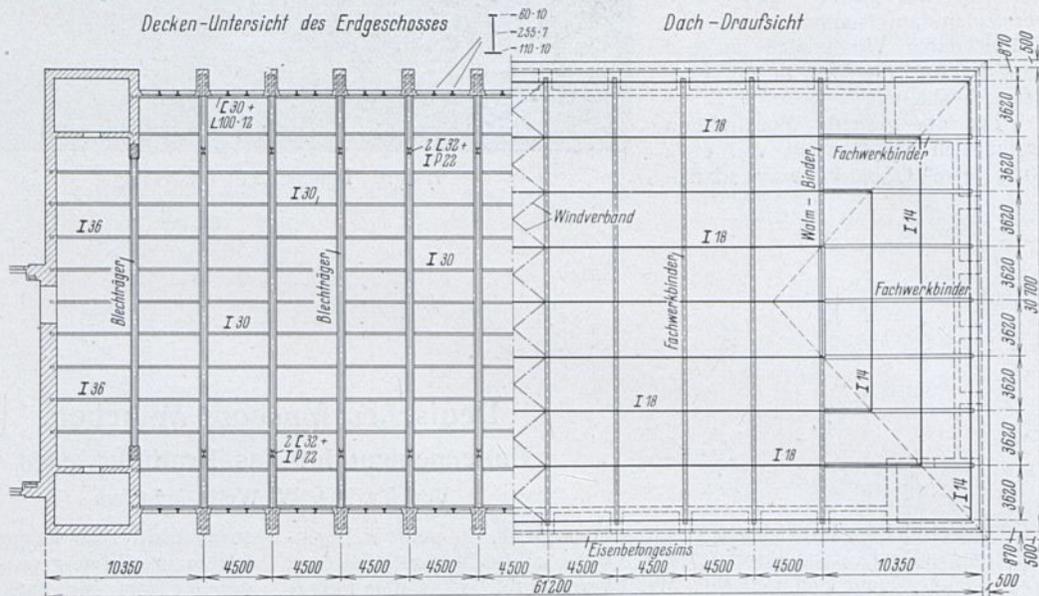


Bild 3. Dachdraufsicht und Deckenuntersicht des Erdgeschosses.

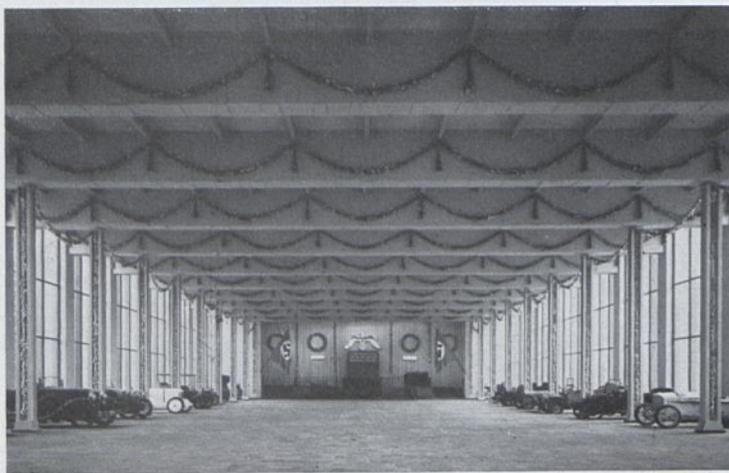


Bild 4. Innenansicht.



Bild 5. Außenansicht.

sie schließt das Obergeschoß mit vollkommen ebener Untersicht gegen den Dachraum ab. Zusammen mit den hohen, bis nahe an die Deckenunterkante reichenden Fenstern ergibt sich damit eine überaus günstige Raumwirkung. Sind auf diese Weise die Fachwerk-Stahlbinder der Dachkonstruktion dem Blicke des Beschauers entzogen, so hat der Architekt um so mehr Wert darauf gelegt, die Kastenträger und die Stahlstützen und sogar die Träger der Eisenbetondecke unverhüllt zu zeigen und so dem Baustoff Stahl als solchem zu der gewünschten Wirkung zu verhelfen. Der damit erzielte Eindruck wird, obwohl die Stahlkonstruktion ohne Anwendung der Schweißtechnik ausgeführt ist, durch die sichtbaren Nietverbindungen keineswegs gemindert; die gute ästhetische Wirkung wird aber zweifellos noch erhöht durch die glücklich gewählte Farbe des Anstriches der Stahlkonstruktion, die sich mit

auszufüllen. Die Dachausbildung erfolgte in der üblichen Weise mit Holzsparrn und Schalung mit verzinktem Blech.

Die Bilder 4 und 5 veranschaulichen die äußere Erscheinung und die Ausgestaltung des Innenraumes zur Zeit der Einweihung am 7. Mai 1937 durch den Stellvertreter des Führers, Reichsminister Rudolf Heß.

Entwurf und Projektierung sowie die Bauleitung lagen in den Händen von Architekt Bäßler, dem Verwaltungsdirektor des Deutschen Museums und Leiter der Bauabteilung; die statische Berechnung und die technischen Pläne lieferte das Ingenieurbüro Gerhart, München. Ausführende Firmen waren: für die Gründung die Firma Johannes Brechtl, Ludwigshafen, für die Bauarbeiten die Firma Leonhard Mo11, München, für die Stahlkonstruktion die Firma Franz Kustermann, München. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion betrug rd. 450 t.

## Die Flugsteighalle für den Neubau des Flughafens Tempelhof.

Von Dr.-Ing. A. Schleusner VDI, Beratender Ingenieur VBI, Berlin.

### I.

Im Mittelpunkt des neuen Flughafens Tempelhof befindet sich zwischen Abfertigungshalle und Startbahn die Flugsteighalle für die Übernahme von Fluggästen, Gepäck und Fracht. Vom Architekten, Professor Dr. Sagebiel, wurde eine Halle in radialer Anordnung von 380 m Länge, 40 m Tiefe und stützenloser Frontseite gefordert (Bild 1). Für einen Teil des Daches waren Zuschauertribünen vorzusehen. Es ergab sich somit für den Ingenieur die Aufgabe, eine Kragkonstruktion von 40 m Ausladung zu schaffen.

Der Kragarm wurde mit 3 mm Bördelblechen eingedeckt (Gewicht einschließlich Isolierung und Pappe 55 kg/m<sup>2</sup>) und der rückwärtige Teil des Daches für die Tribünen als schwere Eisenbetondecke ausgebildet (Gewicht einschließlich Stufenaufsattlung, Isolierung und Plattenbelag 750 kg/m<sup>2</sup>). Durch diese Verteilung der Gewichte und die Aufhängung der rückwärtigen Fensterwand an die darüberliegende Pfette wurde erreicht, daß die hintere Stütze selbst im ungünstigsten Belastungsfall keinen Zug bekommt und als Druckstütze auszubilden ist (Bild 3 u. 4).

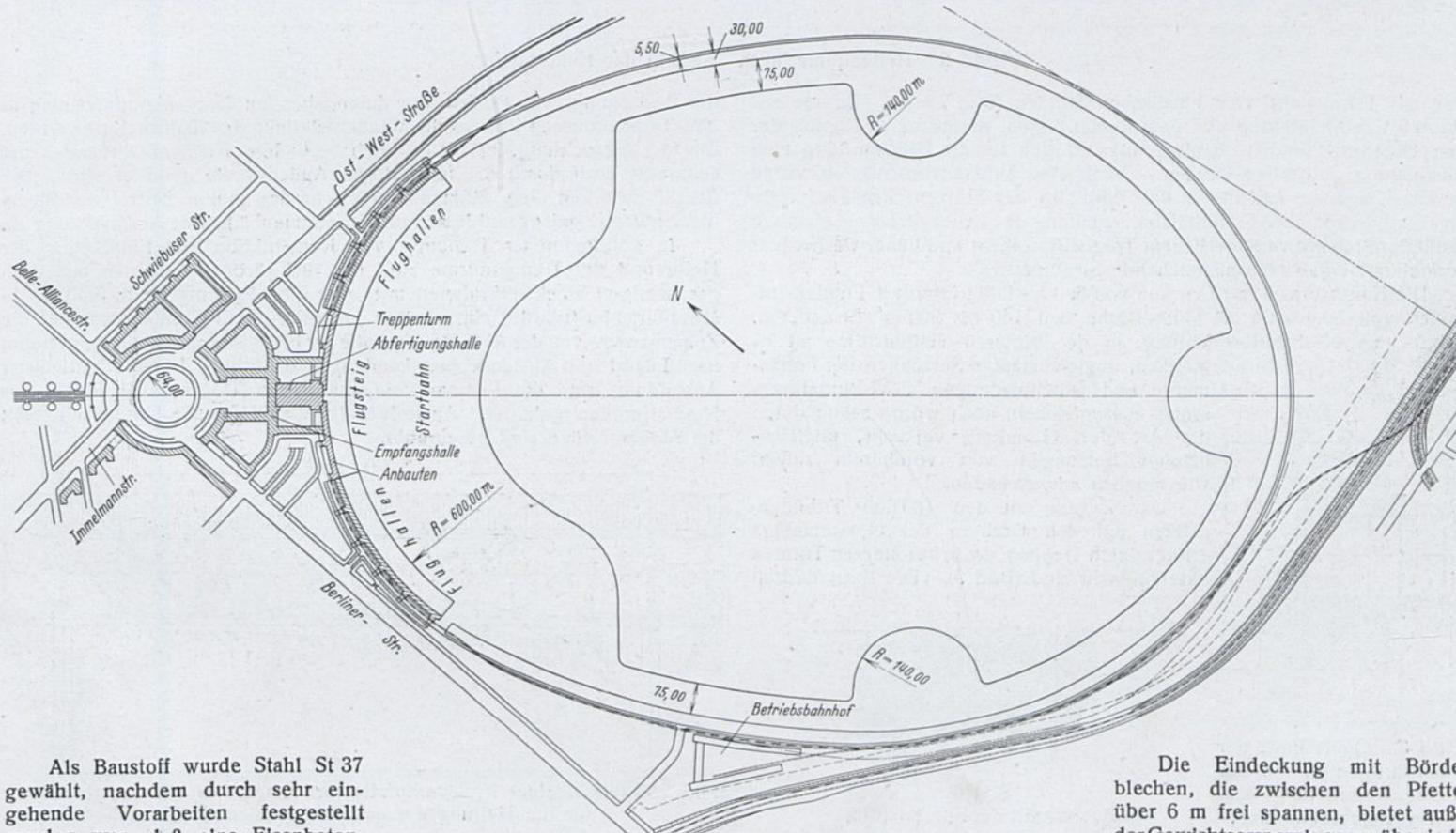


Bild 1. Lageplan der Gesamtanlage.

Als Baustoff wurde Stahl St 37 gewählt, nachdem durch sehr eingehende Vorarbeiten festgestellt worden war, daß eine Eisenbetonkonstruktion von 40 m Kragweite zwar noch möglich ist, aber weder in wirtschaftlicher noch in ästhetischer Hinsicht als gleichwertig bezeichnet werden kann. Hochwertiger Baustahl St 52 kam wegen zu großer Formänderungen nicht in Frage.

Das Bindersystem (Bild 2) ist ein Dreigelenkrahmen mit Kragarm

Stützenentfernung . . . . .	14,20 m,
Kragarm 36,00 + 4,50 . . . . .	= 40,50 m,
Binderentfernung . . . . .	16,50 m,
lichte Frontöffnung . . . . .	12,00 m hoch.

Die Konstruktion wurde geschweißt; die Gurtungen bestehen aus Nasenprofilen, die zum Teil durch Lamellen verstärkt sind, die Stegblechhöhe steigt bis zu 4,05 m. Die Hauptstütze wird von 2 IP 70 mit dazwischen liegendem Stegblech gebildet. Um das Aufstellen der Binder zu vereinfachen, wurden genietete Baustellenstöße angeordnet.

Die Eindeckung mit Bördelblechen, die zwischen den Pfetten über 6 m frei spannen, bietet außer der Gewichtersparnis gegenüber jeder anderen Eindeckung noch weitere Vorteile. Die Dachhaut wirkt ohne

Verbände als starre Scheibe und überträgt horizontale Kräfte in der Dachebene zu den Stützen. Die Stabilität des Bauwerkes wird damit in räumlicher Hinsicht außerordentlich verstärkt.

Dehnungsfugen trennen bei jedem dritten Binder die gesamte Konstruktion, so daß die Halle in Abschnitte von rd. 50 m Länge aufgeteilt ist. Besondere Sorgfalt wurde auf eine vollständige Trennung nicht nur der Konstruktion, sondern auch der Eindeckung, Ausmauerung und Verkleidung gelegt. Innerhalb jedes Abschnittes ist in der Achse der Hauptbinderstützen ein einstielliges Portal für Kräfte in Längsrichtung der Halle angeordnet, dem auch besondere Bedeutung für die unten erwähnte Haltung des Binderdruckgurtes zukommt.

Die Pfetten (Bild 5 u. 6) sind im Kragdach als Gitterträger, im Tribünen teil vollwandig ausgeführt, und zwar von Dehnungsfuge zu Dehnungs-

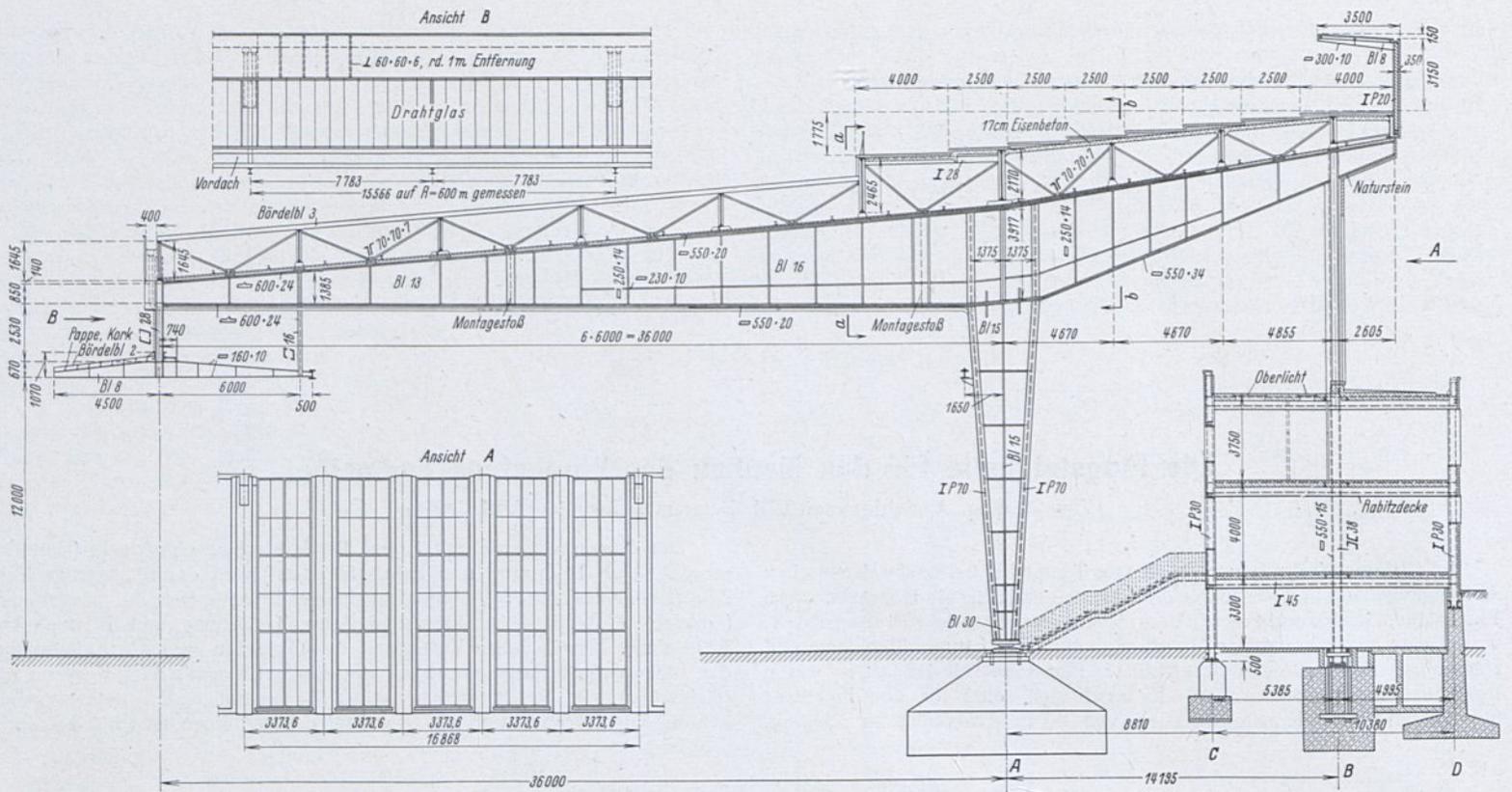


Bild 2. Hallenquerschnitt. Ansicht der Hauptbinder.

fuge als Träger auf vier elastischen Stützen (Bild 7 u. 8). Da sie auf Wunsch des Architekten auf dem Binder liegen, mußte durch Kopfbänder vom Untergurt zu den oberliegenden Pfetten für die Druckgurtung eine Rückhaltung geschaffen werden. Durch eine Rahmenkonstruktion wurde für das Kragende und durch das Portal in der Stützenachse eine feste Lagerung erzielt. Die Stabilitätsuntersuchung des Druckgurttes als elastisch gestützter Stab mit veränderlichem Trägheitsmoment und linear wachsender Normalkraft ergab eine ausreichende Sicherheit.

Die Hauptstützen mit Drücken von 600 bis 900 t erfordern Fundamentgrößen von 50 bis 64 m<sup>2</sup> Grundfläche und 140 bis 200 m<sup>3</sup> Eisenbeton. Durch eine Nachstellvorrichtung an der hinteren Hallenstütze ist es möglich, ungleichmäßige Setzungen der Fundamente und Durchbiegungen des Binderkragarmes auszugleichen, doch wurde schon durch die Art der Gründung versucht, ungleichmäßige Setzungen von vornherein soweit wie möglich auszuschalten.

Der Zugang zu den 100 000 Tribünenplätzen auf den Dächern der Gesamtanlage erfolgt durch Treppen, die in besonderen Türmen untergebracht sind (Bild 9). Die Besonderheit

der Anordnung, das Fehlen von durchgehenden Decken und Wänden in den Treppentürmen ließ auf die Windaussteifung des Stahlskelettes achten, die in Längsrichtung der Halle durch besondere Fachwerkverbände, und senkrecht dazu durch die fensterlosen Außenwände gebildet wird. Die Riegel zwischen den Stützen wurden in das innere Drittel der 38 cm dicken Wände gelegt und lassen eine zusammenhängende Ausmauerung zu.

In vollkommener Trennung von Konstruktion und Fundierung der Halle und der Treppentürme sind die rückwärtigen Anbauten aus dreigeschossigen Stockwerkrahmen mit 10 m Riegelspannweite in 3,40 m Abstand errichtet (Bild 10). Sie erhalten außer Büro- und Wohlfahrtsräumen die Zugangswege von der Abfertigungshalle für Fluggäste und Ladung, getrennt nach Inland und Ausland, nach Landung und Abflug. In wirtschaftlichster Ausbildung sind die Rahmenstiele aus Peiner Trägern, die Riegel aus Normalprofilen gebildet. Auch hier ist die Werkstattarbeit geschweißt; die Montagestoße sind geschraubt.

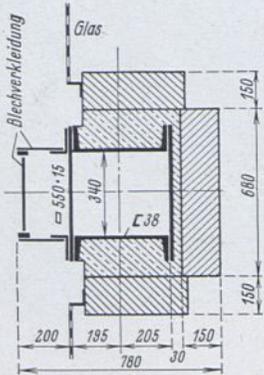


Bild 3. Querschnitt der rückwärtigen Stütze mit Betonummantelung und Werksteinverkleidung.

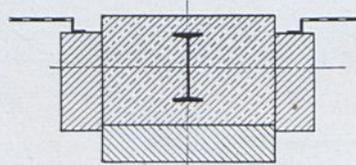


Bild 4. Querschnitt der Fensterstütze.

Bild 7.

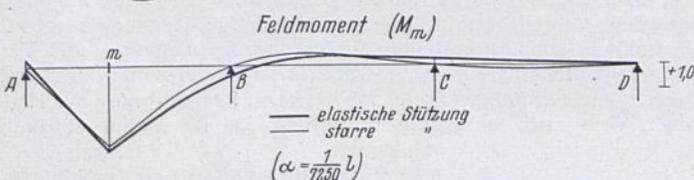
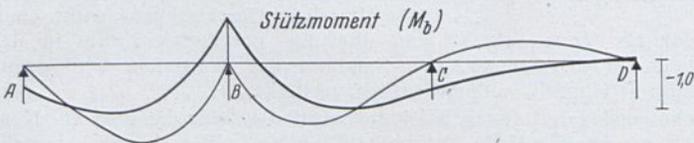


Bild 8.

Bild 7 u. 8. Einflußlinien für die elastisch gestützten Pfetten.

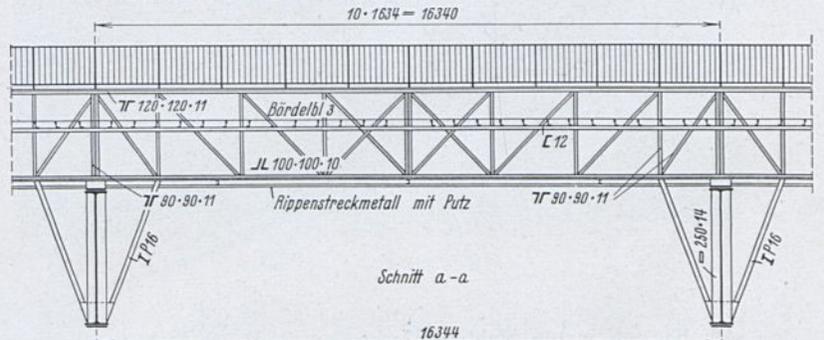


Bild 5. Mittelfeld einer Fachwerkpfette des Kragarmes mit den Kopfbändern für die Haltung der gedrückten Bindergurtung.

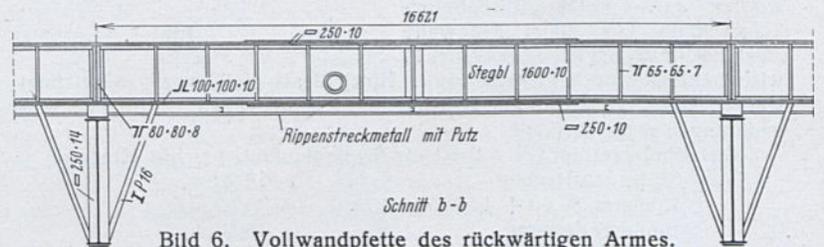


Bild 6. Vollwandpfette des rückwärtigen Armes.

Auf dem Mittelteil des Daches ist für eine Gaststätte, Büroräume und den Kommandoturm der Flugleitung ein dreigeschossiger Aufbau, ebenfalls in Stahlskelettbauweise vorgesehen (Bild 11 u. 12). Um den Kragarm der darunterliegenden Binder nicht zu belasten, kragen die Unterzüge über die Hauptstützenachse nach vorn aus und tragen am Kragende die über 16,50 m frei gespannte Fensterwand mit ihren schweren Gesimsen. Sorg-



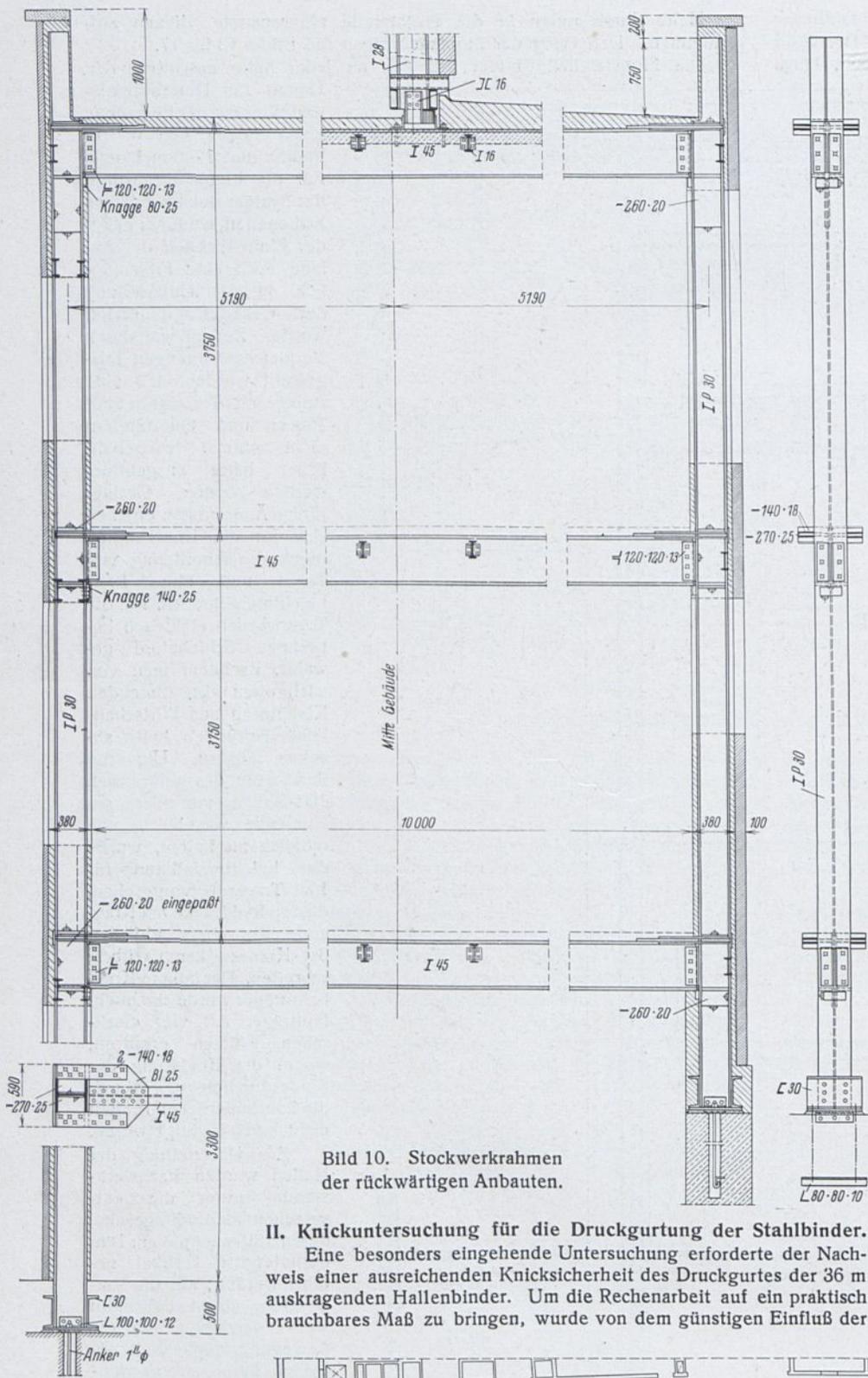


Bild 10. Stockwerkrahmen der rückwärtigen Anbauten.

II. Knickuntersuchung für die Druckgurtung der Stahlbinder.

Eine besonders eingehende Untersuchung erforderte der Nachweis einer ausreichenden Knicksicherheit des Druckgurtes der 36 m auskragenden Hallenbinder. Um die Rechenarbeit auf ein praktisch brauchbares Maß zu bringen, wurde von dem günstigen Einfluß der

Verwindung des Stegbleches abgesehen und die Druckgurtung als Stab aufgefaßt, der gegen die über drei Felder durchlaufenden Pfetten im Abstand von  $l_k = 6$  m elastisch abgestützt ist. Die Aufgabe wurde damit auf die Untersuchung des in Bild 18 angedeuteten Systems zurückgeführt,

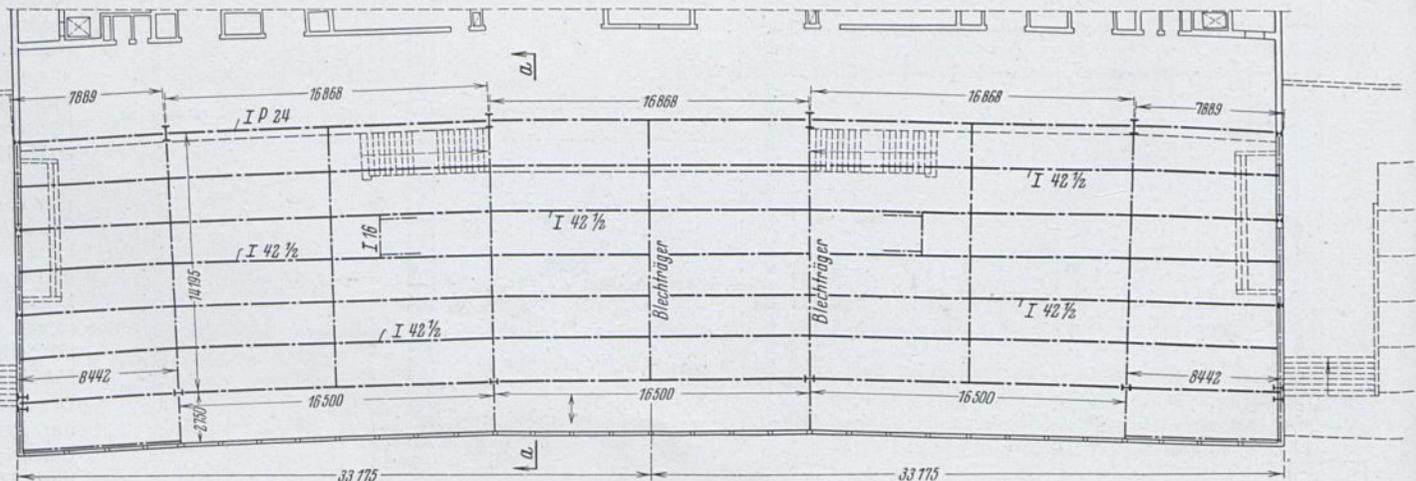


Bild 11. Grundriß der Decke über dem Restaurant.

das ist ein Druckstab mit veränderlicher Längskraft  $S$ , veränderlichem Trägheitsmoment  $J$  und verschiedenen großen elastischen Rückhaltungen  $A_k$  in den Stützpunkten.

Es zeigte sich, daß die für konstante Werte  $S$ ,  $J$  und  $A_k$  entwickelten Formeln nicht ausreichen, um den Sicherheitsbeiwert  $\nu$  mit hinreichender Genauigkeit zu ermitteln, während die Untersuchung des allgemeinen Ansatzes, wie sie von Dr.-Ing. H. Zimmermann aufgestellt ist (vgl. z. B. die Darstellung von Dr.-Ing. F. Bleich in seiner „Theorie und Berechnung eiserner Brücken“, S. 197 ff.), wegen des übermäßigen rechnerischen Aufwandes praktisch nicht durchzuführen ist. Desgleichen mußte von der vereinfachenden Annahme stetig verteilter elastischer Bettung abgesehen werden, da die Halbwellenlänge der Knicklinie in die Größenordnung der Feldlänge  $l_k = 6$  m fällt. Aus diesen Gründen wurde der Sicherheitsbeiwert  $\nu$  mit Hilfe des Verfahrens von Ritz-Timoshenko nach der Energiemethode errechnet.

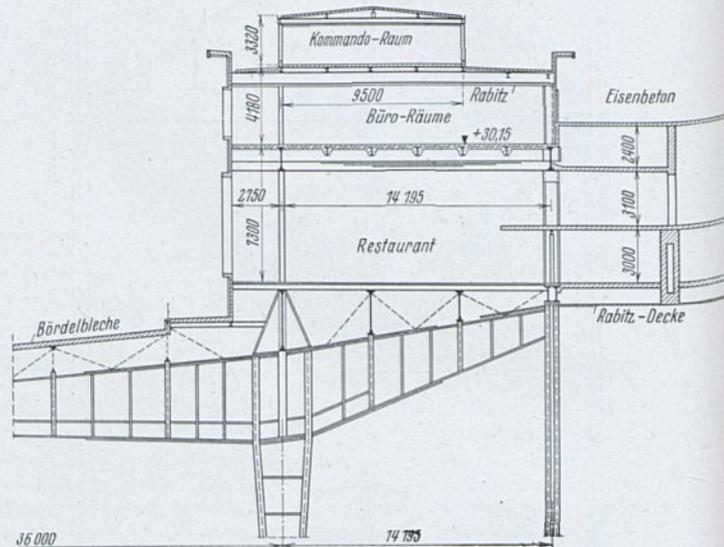


Bild 12. Schnitt durch den Gaststätten-Aufbau.

Bezeichnet  $y(x)$  eine unendlich kleine Auslenkung des gedrückten Stabes, so ist die Arbeit der Biegemomente

$$A_B = \frac{1}{2} \int_0^l EJ \tau y''^2(x) dx$$

( $\tau$  ist die Abminderung im plastischen Bereich), die Arbeit der elastischen Rückhaltung

$$A_w = \frac{1}{2} \sum A_k y_k^2,$$

die Arbeit der veränderlichen Längskraft  $S$

$$A_S = \int_0^l dS \cdot \frac{1}{2} \int_0^x y'^2(x) dx.$$

Die Knicksicherheit  $\nu$  ergibt sich dann aus der Bedingung  $\nu A_S - A_B - A_w = \text{Minimum}$ .

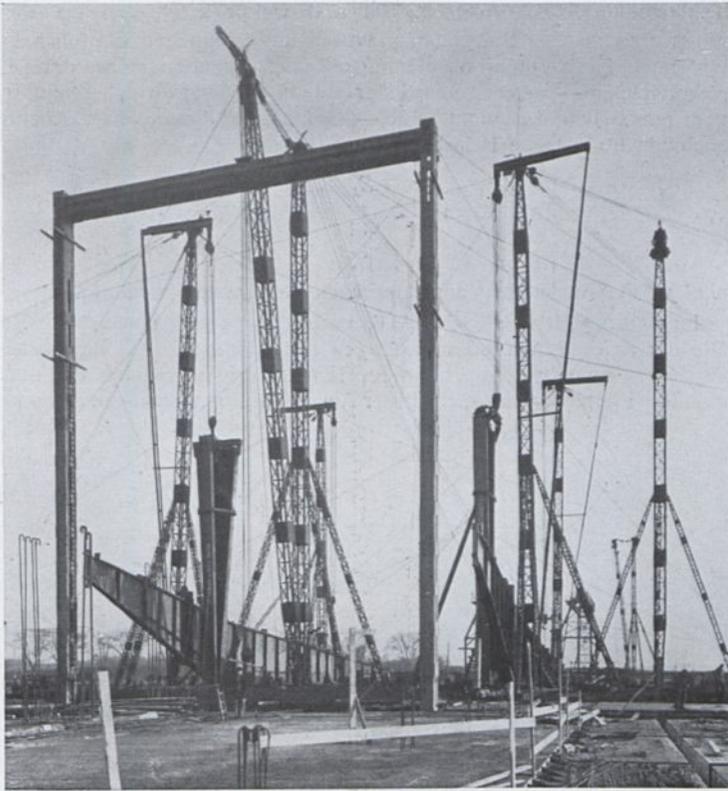


Bild 13. Beginn der Montage. Aufstellung zweier rückwärtiger Stützen. Der Binderriegel (Gewicht 50 t) ist auf der Baustelle zusammengenietet.

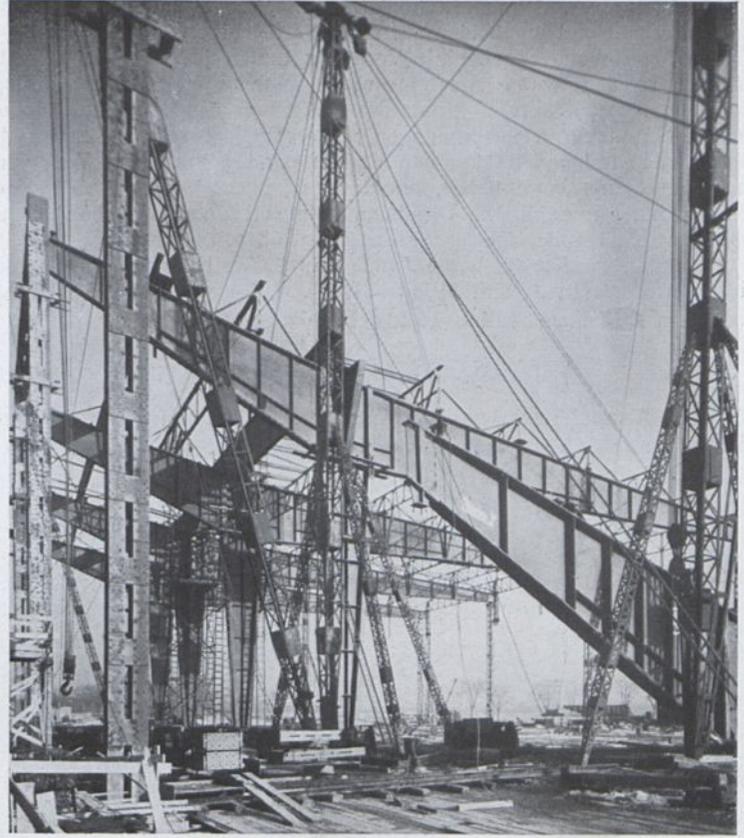


Bild 15.

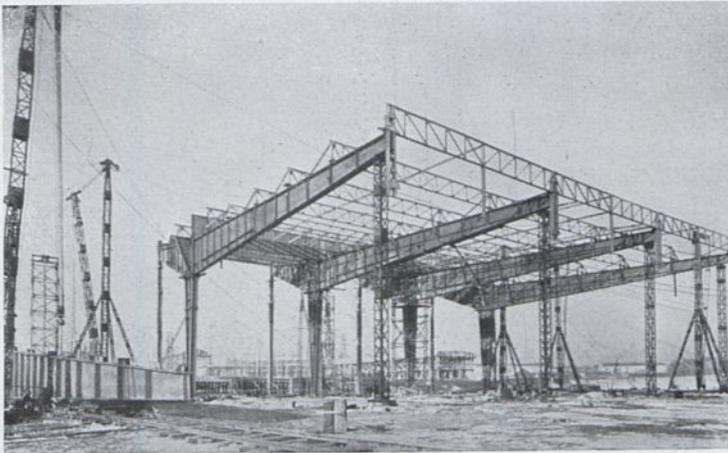


Bild 14. Ein Abschnitt von Dehnungsfuge zu Dehnungsfuge ist fertig montiert. Die Kragenden sind vorläufig unterstützt.

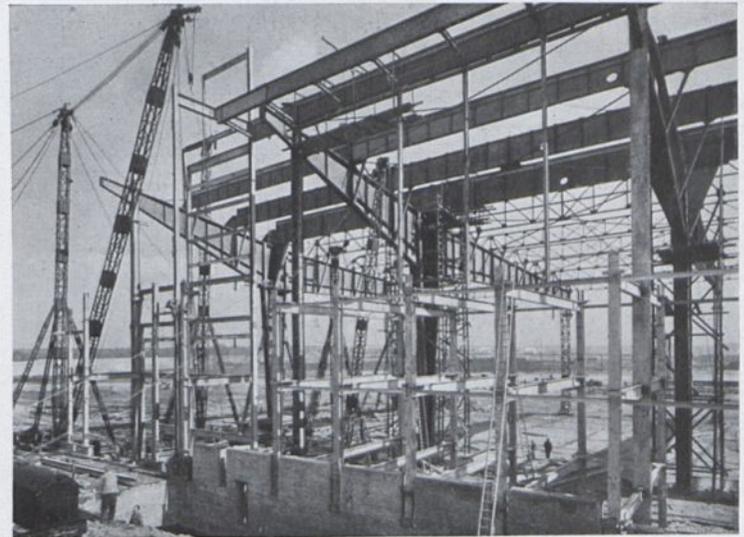


Bild 16.

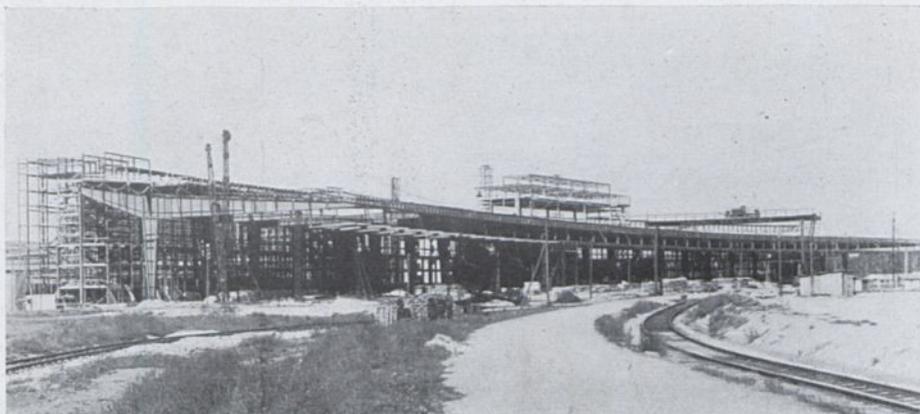


Bild 17. Die 380 m lange Flugsteighalle ist aufgestellt. In der Mitte das Stahlskelett des Gaststätten-Aufbaues, ganz links ein Treppenturm.

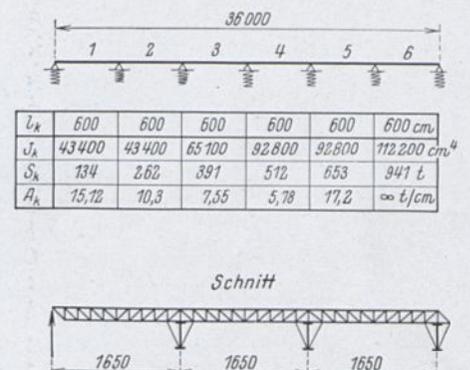


Bild 18.

Dieser Ansatz wurde mit verschiedenen passend gewählten Knicklinien durchgerechnet und ergab eine ausreichende Sicherheit  $\nu$ .

Das vorstehend angedeutete Verfahren besitzt jedoch den Nachteil, daß man für den Wert  $\nu$  stets eine obere Schranke erhält, daß also das errechnete  $\nu$  sich größer ergibt als das wirklich vorhandene. Obzwar aus durchgeführten Vergleichsrechnungen hervorgeht, daß selbst bei ziemlich willkürlichen Annahmen über den Verlauf der Knicklinie das Verfahren noch brauchbare Werte liefert, erschien es wünschenswert, eine untere Schranke für  $\nu$  zu ermitteln. Dies konnte ohne allzu umfangreiche Rechenarbeit durch folgende Überlegung erreicht werden.

Zunächst werden die Werte  $J$  und  $S$  in jedem Feld durch konstante Mittelwerte ersetzt,  $J_k$  und  $S_k$ , ( $k = 1, 2, \dots, 6$ ). Solange die Eulerlast in keinem Feld überschritten wird, d. h. solange

$$(1) \quad S_k \leq S_E = \frac{\pi^2 E J_k \tau_k}{l_k^2}$$

gilt ( $\tau_k$  = Abminderung im plastischen Bereich), wirken die beim Ausknicken auftretenden Biegemomente im günstigen Sinne für die Knick-

sicherheit. Die Rechnung bleibt daher unter obiger Voraussetzung auf der sicheren Seite, wenn wir in der allgemeinen Knickbedingung die Knickmomente  $M_k = 0$  setzen. Da sich weiter zeigt, daß die Randbedingungen an den Stabenden praktisch unwesentlichen Einfluß haben, konnten die Punkte 0 und 6 gelenkig gelagert angenommen werden. Die Knickgleichung — welche unmittelbar aus der Gleichgewichtsbedingung an einem elastischen Stützpunkt folgt — lautet unter diesen vereinfachenden Annahmen für  $\nu$ -fache Belastung

$$(2) \quad \left\{ -\frac{\nu S_k}{l_k} (y_k - y_{k-1}) + \frac{\nu S_{k+1}}{l_{k+1}} (y_{k+1} - y_k) + A_k y_k = 0 \right. \\ \left. (k = 1, 2, \dots, n-1), \right.$$

wobei  $y_k$  die Auslenkung am elastischen Stützpunkt  $k$  bedeutet.

Im vorliegenden Fall ist  $n = 6$ , und  $\nu$  ergibt sich als kleinste Nullstelle der zu (2) gehörigen fünfzeiligen Determinante. Bei Berücksichtigung der elastischen Kopplung der Binderdruckgurte durch die durchlaufenden Pfetten ergibt auch dieser Ansatz eine ausreichende Sicherheit.

## Die Stahlbauten für den Omnibushof Zehlendorf der Berliner Verkehrsbetriebe.

Von Oberingenieur G. Ollert, Berlin.

Im Südwesten Berlins, in Zehlendorf an der Winfriedstraße, erbauten die Berliner Verkehrsbetriebe in den Jahren 1936 bis 1937 einen Omnibushof, der zur Zeit ihr größter ist. Über die Gesamtanlage berichten bereits zwei Veröffentlichungen<sup>1)</sup>. Es ist dort unter anderem ausgeführt, daß die Hallengebäude innerhalb einer neuangelegten Siedlung angeordnet sind, wie aus dem Modellbild (Bild 1) ersichtlich ist. Die Anlage sollte den neuesten Grundsätzen des Garagenbaues für Omni-

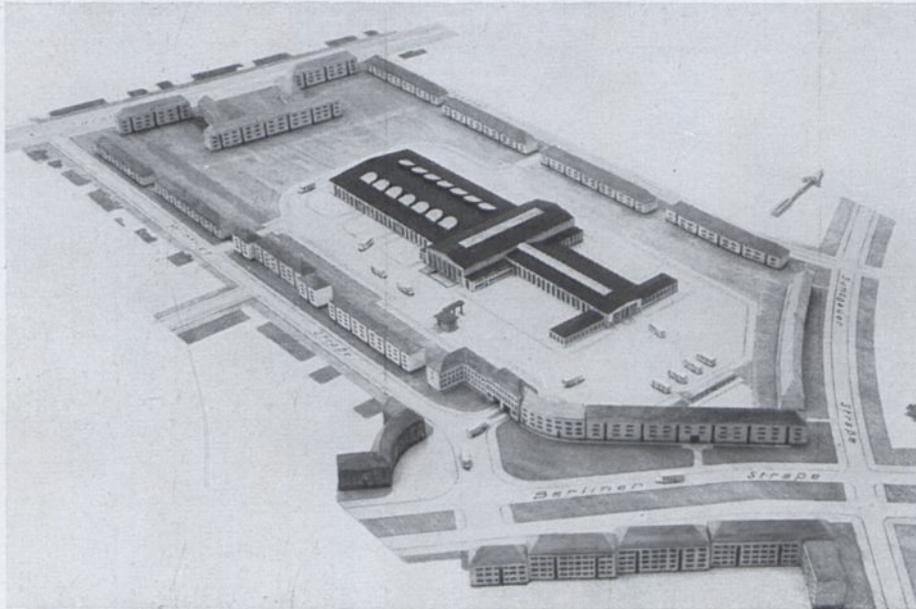


Bild 1. Modellaufnahme.

buse entsprechen. Insbesondere sollten auch die Erfahrungen, die bei den bereits im Betrieb befindlichen sechs Omnibushöfen in langen Jahren gesammelt wurden, berücksichtigt werden. Auch die Forderung nach „Schönheit der Arbeit“, Licht, Luft und Sonne, sollte weitgehend erfüllt werden.

Im Gegensatz zu unseren alten Omnibushöfen, bei denen sich alle Arbeitsvorgänge an den Omnibussen in einer einzigen Halle abspielen und sich gegenseitig behindern, wo die Arbeitsplätze für das Reinigen, für die Untersuchung und für die Wiederinstandsetzung der Wagen im Bereich der Auspuffgase der ein- und ausfahrenden Abstellomnibusse sich

<sup>1)</sup> W. Benninghoff, Z. d. VdI, Bd. 82 (1938), Heft 22, S. 675.

M. Arnoldy, Verkehrstechnik Bd. 19 (1938), Heft 4, S. 82.

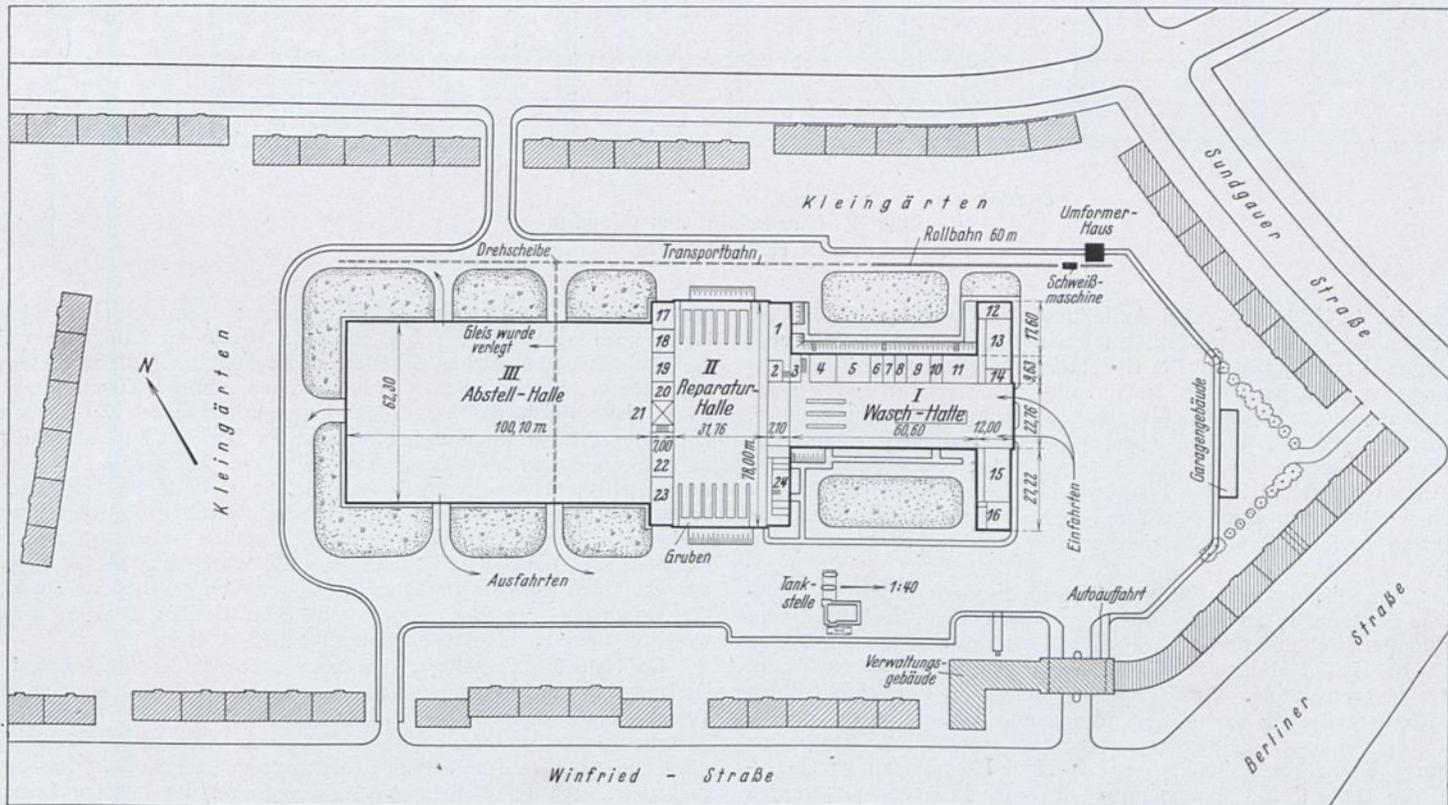
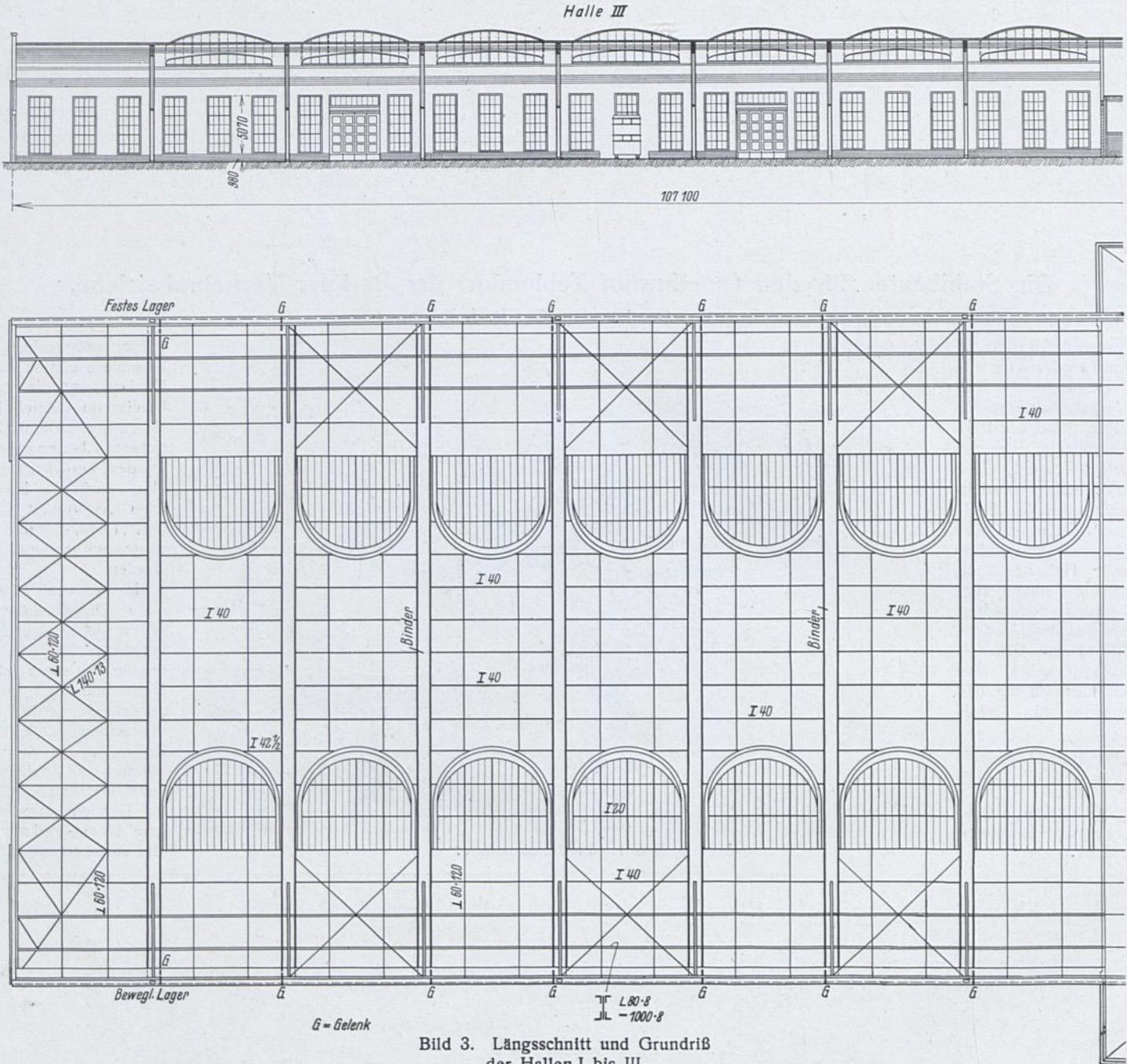


Bild 2. Lageplan.

1 Lagerräume, 2 Werkzeugausgabe, 3 Abort, 4 Schmiede, 5 Werk-Schlosserei, 6 Tischlerei, Glaseri, 7 Maler, 8 Material für Wagenwäsche, 9 Batterie-Abstellraum, 10 Aufsicht, 11 Wasch- und Brauseraum, 12 Raucherraum, Werkstatt, 13 Mannschaftsraum, 14 Abort, 15 Mannschaftsraum, 16 Raucherraum, Betrieb, 17 Schweißerei, 18 Altmaterial, 19 Reifenschneidemaschine, 20 Reifenlager, 21 Feuer-Schleuse, 22 Raum für Wagenteile, 23 Trockenraum, 24 Dienst- und Lagerraum.



befinden, ist in Zehlendorf eine Aufteilung der Gesamtanlage in drei große Hallen vorgenommen worden, denen noch Nebenräume verschiedener Art angegliedert sind (Bild 2). Die Hauptarbeitsvorgänge laufen nunmehr unabhängig voneinander ab in Hallen, die zweckentsprechend gebaut, verkehrsrichtig einander zugeordnet, vorteilhaft belichtet, gut entlüftet und arbeitsgerecht und deshalb sparsam beheizt werden konnten. Für die Entlüftung sorgen Dach- und Bodenentlüfter; außerdem ist eine große Anzahl Kippflügel in den Fenstern vorgesehen. Im Sommer kann der großen Halle noch durch fünf Tore Frischluft zugeführt werden. Für die Heizung erwies sich eine vollautomatische Gasheizung wirksam und vorteilhaft.

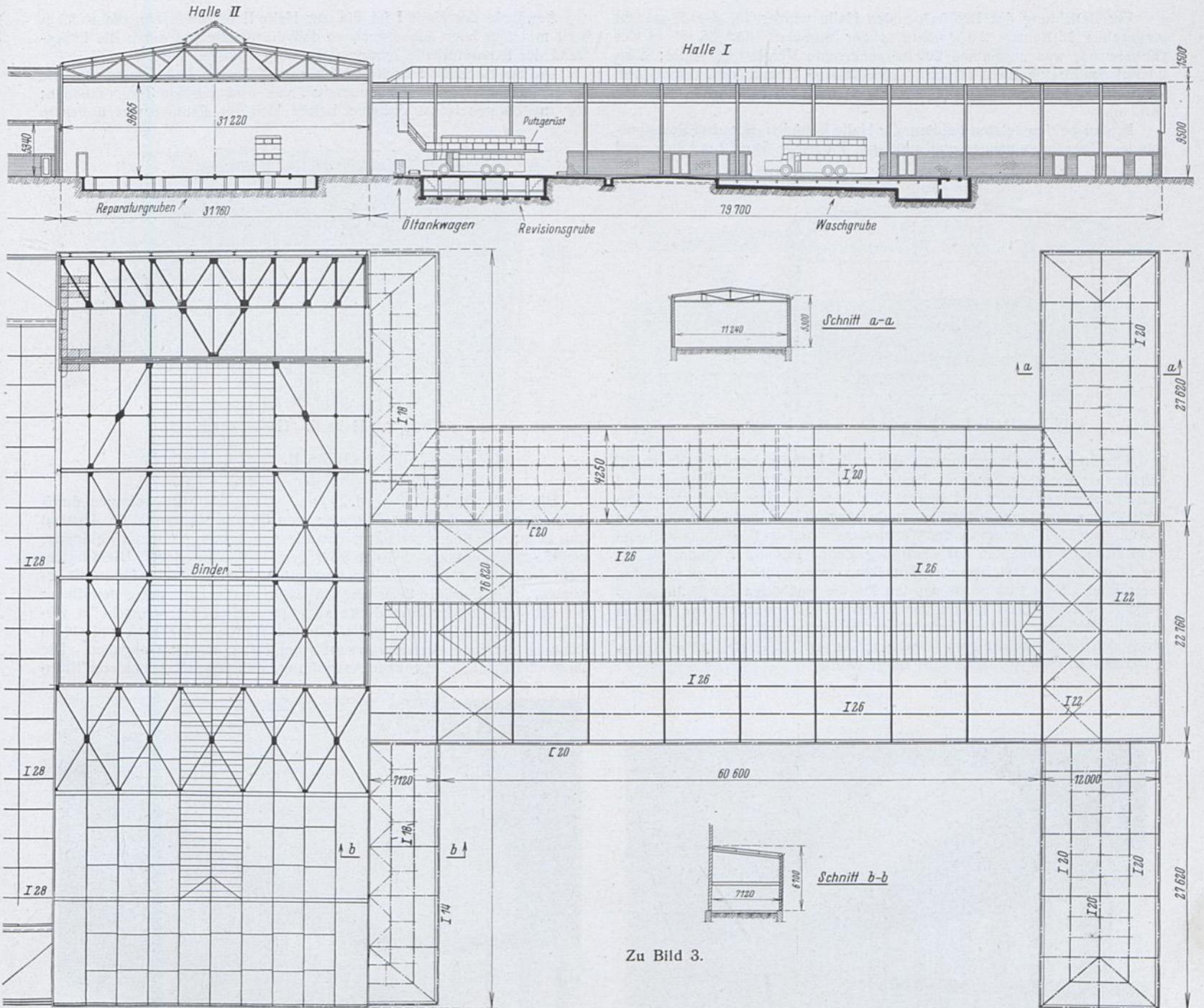
Die Grundrißanordnung (Bild 2 u. 3) war demnach durch verkehrstechnische Erwägungen bereits festgelegt, als es sich darum handelte, diesen Grundriß unter Dach und Fach zu bringen. Die heimkehrenden Omnibusse fahren in die Halle I ein und kommen auf den Waschstand und von da auf einen der Revisionsstände. Von hier gelangen die Wagen nach Halle II, wo nötige Reparaturen auf einem der Werkstände vorgenommen werden können, die in zwei Reihen so angeordnet sind, daß die bereits in Ordnung befindlichen Omnibusse von Halle I kommend geradeausfahrend, die Halle II frei durchquerend in Halle III abgestellt werden können. Die in Dienst gehenden Wagen verlassen die Halle III dann durch eines der fünf Tore.

Für die Gliederung der Baumassen entscheidend war die Halle II. Hier war einmal reichliches Tageslicht gefordert für die Werkstände,

die noch tief ins Erdreich hinabführen; zum anderen sollte die Halle hoch sein, um die Luft möglichst frisch zu halten beim Prüfen der Motoren und ähnlichen Arbeiten, und schließlich forderte dieser große hohe Raum die in solchen Arbeitsräumen übliche Zimmertemperatur. Diese Halle wurde deshalb in der Untergurtebene der Dachbinder noch mit einer Blinddecke versehen. Zwischen Dach und Blinddecke liegen die Fachwerkträger, dem Beschauer unsichtbar. Ein großer Teil der Fehldecke ist verglast. So ergab sich für die Halle II ein langgestreckter, hoher, rechteckiger Raum, dessen schmale Stirnseiten vollständig verglast sind, und zwar sind ihre Fenster, der Werkstände wegen, bis zum Terrain heruntergezogen. Dadurch haben auch die Werkplätze bestes Tageslicht. Der Erdboden ist flach angebösch. Von außen gesehen ist die Halle II die Dominante der Baugruppe; mit ihren flachen Giebeln trägt sie wesentlich zur Harmonie des Ganzen bei (Bild 4).

Die Halle I ist verhältnismäßig schmal. Die Binder sind, innen sichtbar, Dreigelenkbogen. Die Fehldecke konnte hier entbehrt werden, da die Temperaturen niedriger gehalten werden können als in Halle II. Licht ist sehr reichlich vorhanden, da die südliche Längswand vollständig verglast und dem Dach außerdem in der ganzen Länge eine Glasraupe aufgesetzt ist. An der nördlichen Längswand sind die meisten Lager- und Sonderarbeitsräume angebaut. An ihrem Eingang flankieren Mannschaftsräume die Halle I.

Für die Halle III waren die niedersten Temperaturen zugelassen. Dagegen sollte diese größte der Hallen möglichst viel Tageslicht bekommen.



Zu Bild 3.

Als Tragwerk wurden Bogenbinder mit Zugband in 5 m Höhe über dem Fußboden ausgeführt und das darauf liegende Tonnendach an den Binderenden hochgezogen, um den Lichteinfall in den Seitenwänden zu vermehren. Auf dem Tonnendach selbst sind 14 schrägliegende, je fast 100 m<sup>2</sup> große Fenster angeordnet, die in ihrem oberen Teil halbkreisförmig abgerundet sind (Bild 20). Die Anordnung ergab eine nicht zu hohe Halle III, die sich der Halle II gut anschließt.

Für sämtliche Dächer der Hallen wurde als Eindeckung eine 8 cm dicke Hohlsteindecke mit doppelter Papplage gewählt. Von den Anbauten erhielten noch die Werkstätten, Wasch-, Brause-, Umkleide- und Mannschaftsräume eine Zwischendecke in Rabitz oder in Hohlsteinen.

Die gesamten Umfassungswände wurden massiv 1½ Stein dick in Ziegelmauerwerk ausgeführt. Sämtliche Fundamente für die tragenden Stahlkonstruktionen und die Bankette für die massiven Wände wurden in Eisenbeton erstellt.

Im einzelnen sei über die drei Hallen folgendes ausgeführt:

#### Halle I.

(Reinigung der Wagen.)

Die Halle ist im Grundriß 80 × 22 m groß (Bild 3). Sie wird getragen von Dreigelenkrahmen mit 22 m Stützweite und 9,5 m Firsthöhe (Bild 5). Die Binderentfernung beträgt 7,62 m, der Pfettenabstand ist 2,81 m. Die Halle hat in jedem zweiten Felde die üblichen Dehnungsfugen und in den vorletzten Feldern Windträger, die auch den Winddruck auf die Giebelwand in die Längswände überführen.



Bild 4. Ansicht der Gesamtanlage von der Einfahrt aus gesehen.

Zur Belichtung der 1820 m<sup>2</sup> großen Halle wurden für das Tageslicht vorgesehen 16 Fenster 2,0 × 5,2 m in der Südwand und 35 m<sup>2</sup> in der Giebelwand, was zusammen 200 m<sup>2</sup> senkrechte Verglasung ergibt; dazu kommt das Firstoberlicht mit 66 × 5,5 = 365 m<sup>2</sup> Grundfläche. Es ist also für die Reinigung und Revision der Wagen reichlich Tageslicht vorhanden (Bild 6).

In den beiden letzten Feldern der Halle befinden sich drei Revisionsstände. Über ihnen hängen vier stählerne Putzstege von 12 m Länge und

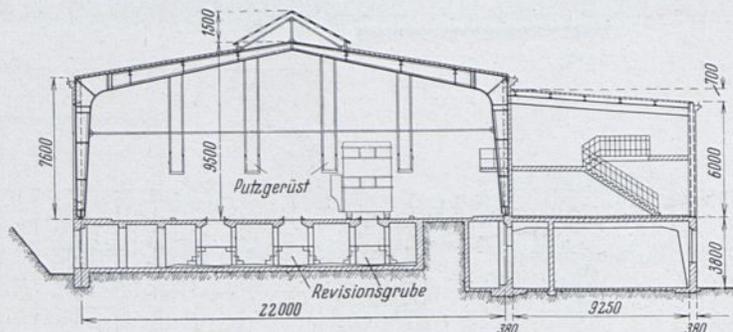


Bild 5. Halle I. Querschnitt an den Putzgerüsten.

je 0,8 m Breite; von hier werden während der Untersuchung der Wagen auf Schäden am Motor, am Fahrgestell, am Getriebe usw. der obere Wagenteil und dessen Fenster gereinigt und geputzt (Bild 3, 5 u. 7). Das Waschgerüst einschließlich seiner Querverbindungsstege hängt an der Dachkonstruktion, so daß der ganze Hallenraum für den Wagenverkehr und das Bedienungspersonal ohne störende Einbauten zur Verfügung steht. Für die Tragkonstruktion der Stege wurden des besseren Aussehens wegen dickwandige Gasrohre verarbeitet. Statt Eisenroste wurden für die Fußböden der Bedienungsstege Hohlsteindecken mit rauhem Estrichbelag verwendet. Die Treppen erhielten Betonstufen. Das Gerüst macht gegenüber früheren Ausführungen einen leichten, beschwingten Eindruck, da es ohne die üblichen verwirrenden Diagonalverbände ausgeführt wurde.

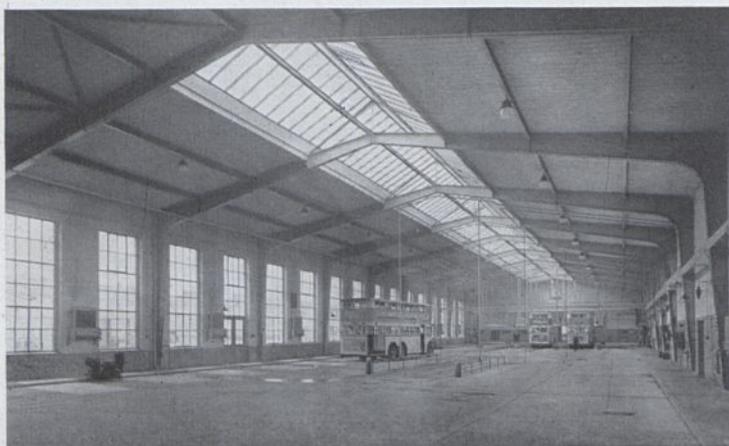


Bild 6. Halle I. Blick von der Einfahrt aus auf die Waschstände.

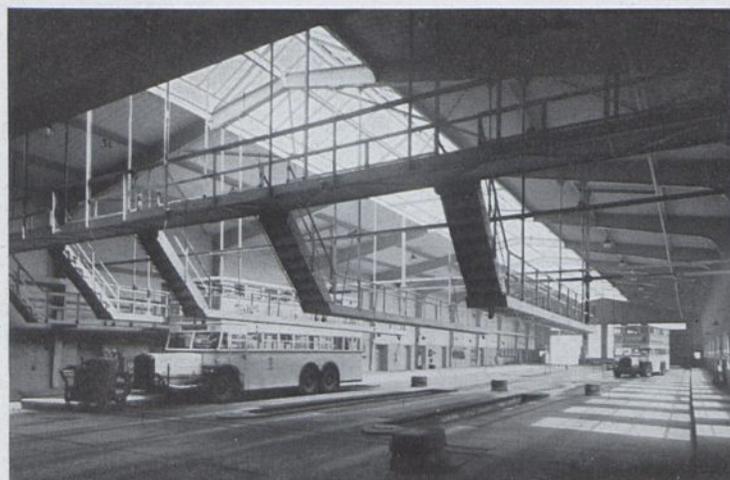


Bild 7. Halle I. Blick auf die Putzgerüste und die Revisionsstände.

Am Ende der Halle I ist die zur Halle II führende Durchfahrt 22 m breit und 5 m hoch angeordnet, so daß die Waschhalle durch die Längswand der Reparaturhalle schürzenartig abgeschlossen wird.

Die an die Halle I nach Norden anschließenden Lagerräume und die am Eingang befindlichen Mannschaftsräume sind aus Bild 3 zu erkennen; die zugehörigen Konstruktionen halten sich im Rahmen des üblichen.

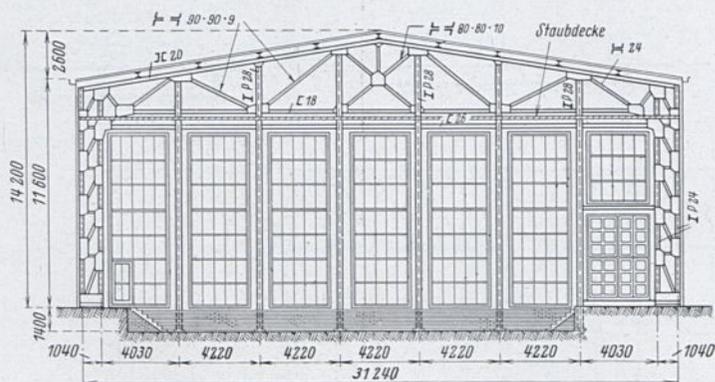


Bild 8. Halle II. Giebelwand.

### Halle II.

(Reparatur der Wagen.)

Die Halle ist 78 × 32 = rd. 2500 m<sup>2</sup> groß. Sie wird getragen durch sechs trapezförmige Fachwerkbinder von 31,5 m Stützweite im Abstand von 11 m; sie liegen so hoch, daß die von ihnen getragene Fehldcke aus Hohlsteinen noch rd. 10 m über dem Fußboden liegt. Die Pfettenentfernung ist bei dieser Halle etwas größer, fast 3,2 m im Grundriß gemessen. Wie aus Bild 8 zu ersehen ist, sind die Untergurte der Binder mit den Trägern der Blinddecke zu einer steifen Fachwerkscheibe vereinigt, die die Windkräfte auf Dach und Wände aufnehmen und sie in Richtung der vier Umfassungswände der Halle an diese abgeben. Die Längswände zeigen reichliche Ausfachung, während die schmalen Stirn-

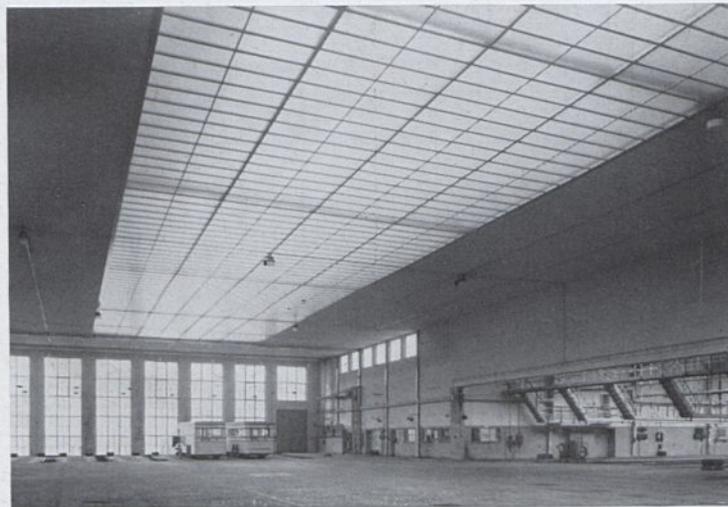


Bild 9. Halle II mit der Durchfahrt von Halle I.

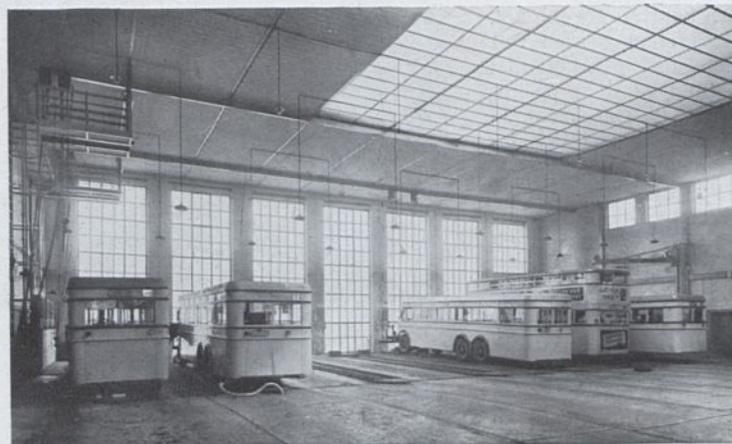


Bild 10. Halle II. Reparaturstände mit Krananlagen.

wände ihre Ausfachung nur in den beiden äußeren Doppelpfosten erhalten, die übrigen Pfosten werden durch Fenster in ganzer Höhe ausgefüllt. Die Verglasung geht bis zum Terrain, dadurch werden auch die Reparaturstände, die um eine Etage tiefer liegen, mit reichlichem Tageslicht versehen. Um die großen Durchfahrten zu den beiden Nachbarhallen freigeben zu können, sind in den Längswänden Fachwerkträger eingebaut, in der Ostwand ein solcher von 22 m Stützweite.



Bild 11. Halle II. Reparaturstände.

Die Oberlichttraube ist rd.  $56 \times 6,3$  m groß. Das hierdurch anfallende Licht wird in einem nach unten sich erweiternden Schacht bis zu einer Glasstaubdecke von  $56 \times 12,5$  m geführt; wie aus den Bildern 9 u. 10 ersichtlich, verteilt das Oberlicht in der Fohldecke das einfallende Tages- und auch Sonnenlicht gleichmäßig über die ganze Halle. Der Lichteinfall ist an den Giebelwänden noch stärker durch die große senkrechte Verglasung dieser Wände, so daß sich die wichtigen Reparaturstände von Kellertiefe an stets im reichlichen Tageslicht befinden (Bild 11).

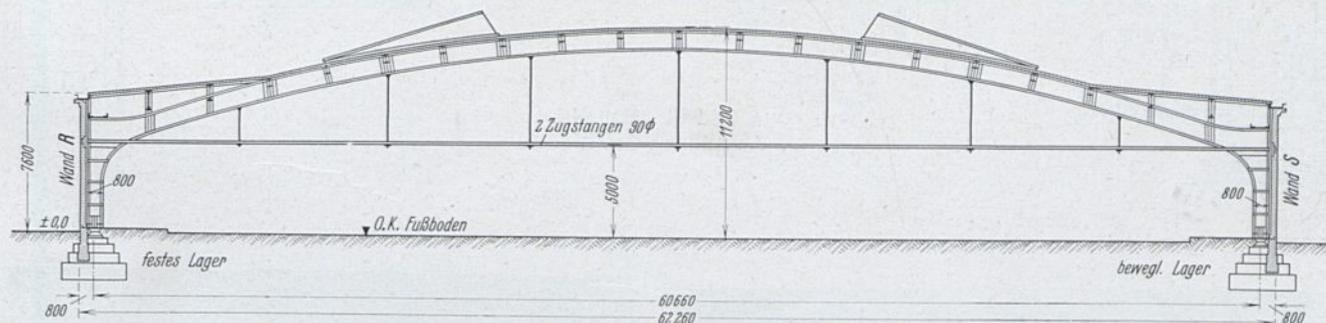


Bild 13. Halle III. Querschnitt.

Von den Konstruktionen sind nur die Stiele der beiden Längswände zu erkennen, die absichtlich etwas aus der Wand heraustreten, um sie zu unterteilen. Die Stiele der Giebelwände sind vollständig vom Mauerwerk eingehüllt. Die Konstruktionen zwischen Dach und Staubdecke sind nicht zu sehen. Durch diese Anordnungen macht die Halle II einen ganz besonders ruhigen und schönen Eindruck. Auch läßt sich die Halle des guten Tageslichtes wegen leicht und sicher befahren (Bild 9 bis 11).

Es sei noch erwähnt, daß auf dem nördlichen Reparaturstande zum Anheben der Fahrzeuge zwei Laufkatzenräger erforderlich wurden, wovon der eine mit vier Katzen zu je 2,5 t und der andere mit zwei Laufkatzen zu je 3,5 t Tragkraft ausgerüstet wurde. Die anfallenden Lasten und das Eigengewicht der ganzen Vorrichtung werden unmittelbar vom Dachtragwerk übernommen. Eine Steigeleiter mit Fangkorb führt zu einem kleinen Untersuchungssteg. Die ganze Anordnung ist auf den Bildern als nicht störend zu erkennen. Sie beeinträchtigt die schöne Raumwirkung kaum.

Quer zur Halle laufen zwei Dehnungsfugen durch die Längswände und durch das Hallendach, und zwar je in der Nähe des ersten Binders vom Giebel ab. Noch je zwei weitere Dilatationen erleichtern das Arbeiten der Längswände und tragen zur Schonung des massiven Mauerwerks bei.

### Halle III.

(Abstellung der Wagen nach Reinigung und etwaiger Reparatur. Abfertigung der Wagen für den Dienst.)

Das Fassungsvermögen des neuen Omnibushofes in Zehlendorf beträgt 160 Omnibusse größter Abmessungen. Bei Unterbringung eines größeren Teils kleinerer Wagen können bis 180 Fahrzeuge abgestellt und unterhalten werden. Dieser Größe entspricht der Aufbau des Betriebshofes, insbesondere auch die Abmessungen der Halle III, der Abstellhalle.

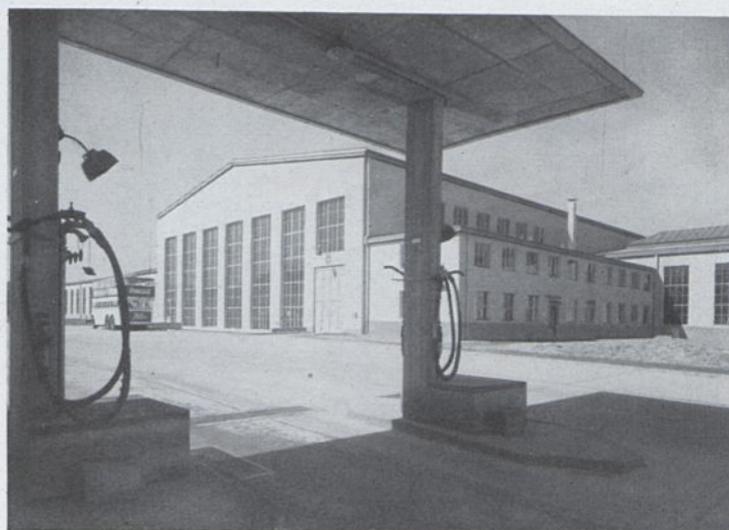


Bild 12. Halle II. Außenansicht. Im Vordergrund die Tankanlage.

Von der Fläche dieser Halle ist noch durch eine Zwischenwand vor der Halle II ein Raum von 7,20 m Tiefe in voller Hallenbreite abgezwängt worden. Dieser dient als Lager für Wagenteile, Reifen und Altmaterial. Die Außenteile dieses Zwischenraumes sind mit den Eckanbauten der Halle III für die Schweißerei und den Trockenraum ausgebaut worden. Der Raum von 7,20 m Tiefe wurde auch zur Anlage einer Feuerschutzschleuse benutzt. Es wurde nämlich in jeder der beiden Trennwände ein feuerfestes, elektrisch betriebenes Tor eingebaut.

Infolge dieser Sicherheitsvorkehrung durfte auf eine Sprinkleranlage verzichtet werden, was dem Aussehen im Innern der Hallen sehr zugute kam. Als reine Wagenabstellfläche verblieben bei Halle III somit  $61,5 \times 100 = 6150$  m<sup>2</sup>.

Für die Binder wurden Zweigelenkbogen von 60,7 m Stützweite mit 11 m Firsthöhe und mit 5 m über Hallenfußboden verlaufendem Zugband gewählt (Bild 13). Die Binder sind stetig gekrümmte Blechträger mit einem im wesentlichen einfachen T-förmigen Querschnitt, der aber am unteren Rande als Gurt eine schmale Besäumung aus ungleichschenkligen Winkeln nebst Deckplatte trägt (Bild 14). Dieses neuartige Profil hat eine sehr gute Raumwirkung für den Binder zur Folge; vor allem macht das gesamte Tragwerk einen geschlosseneren und stabileren Eindruck (Bild 15 bis 18).

Die Binderentfernung beträgt 12,50 m. Die Pfetten sind zum größten Teil Normalprofilträger I 40 bzw. I 42 $\frac{1}{2}$  bei einer Deckenspannweite von etwa 3,1 m. Da die Längswände der Abstellhalle genau die gleiche Traufhöhe von 7,60 m erhalten sollten wie die Waschanlage, so mußte das

Dach der Abstellhalle in den drei Außenfeldern vom Bogen losgelöst werden, die Pfetten wurden als Blechträger auf den Binder aufgesetzt. Die Längswände der Halle III sind vor den Binderrücken angeordnet. Die Wandpfeiler zwischen den Bindern wurden mit je einem stählernen Wandstiel IP 20 gegen Windkräfte bewehrt und der anteilige Wind auf die Wände durch einen in Binderobergerurtebene angeordneten Horizontalträger

aufgenommen. Die 62,3 m lange westliche Giebelwand erhielt ein Stahlskelett und gibt ihren Winddruck auf einen 8 m hohen Windträger im Endfeld ab. Die Endfelder der Längswandkonstruktion sind zu Windportalen für die Giebelwand ausgebildet. Jedes zweite Binderfeld hat zwei über die ganze Halle durchlaufende Dehnungsfugen, um ein Reißen des massiven Daches und der Wände zu vermeiden. Auch das Stahl-

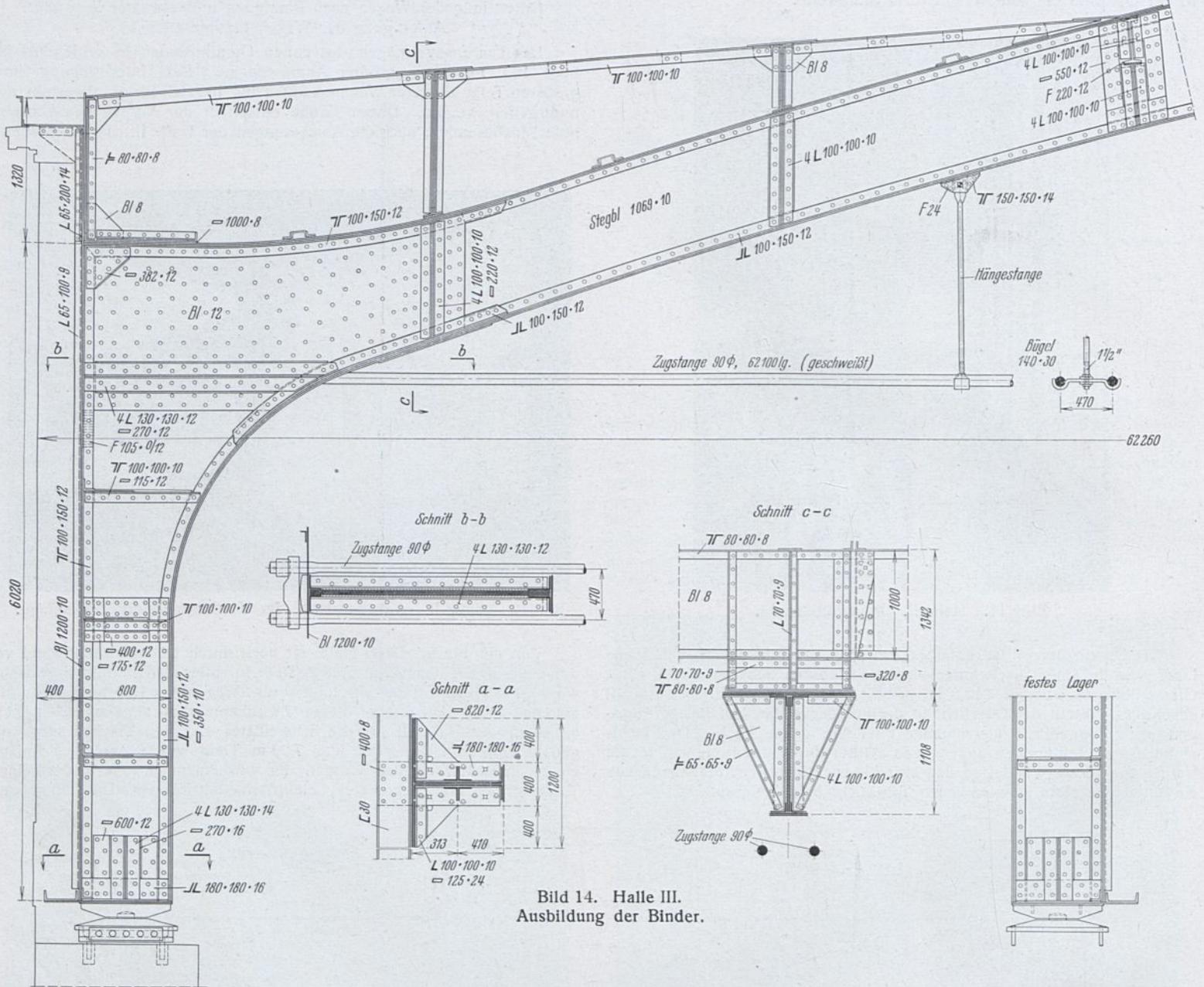


Bild 14. Halle III.  
Ausbildung der Binder.

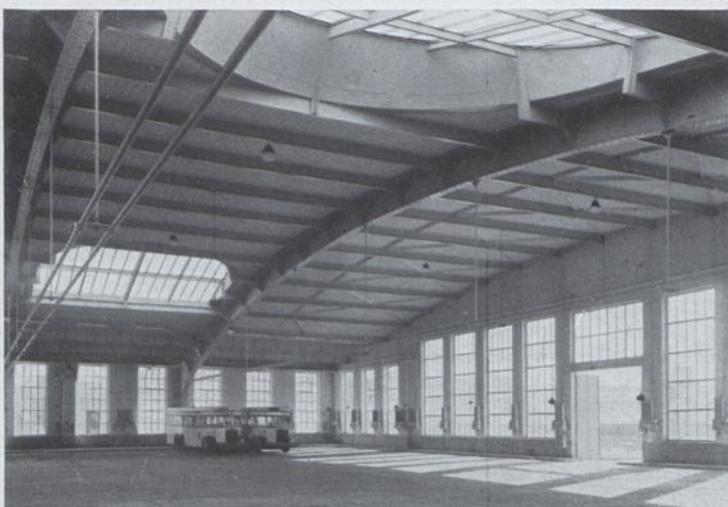


Bild 15. Halle III.  
Blick in die Südwestecke.

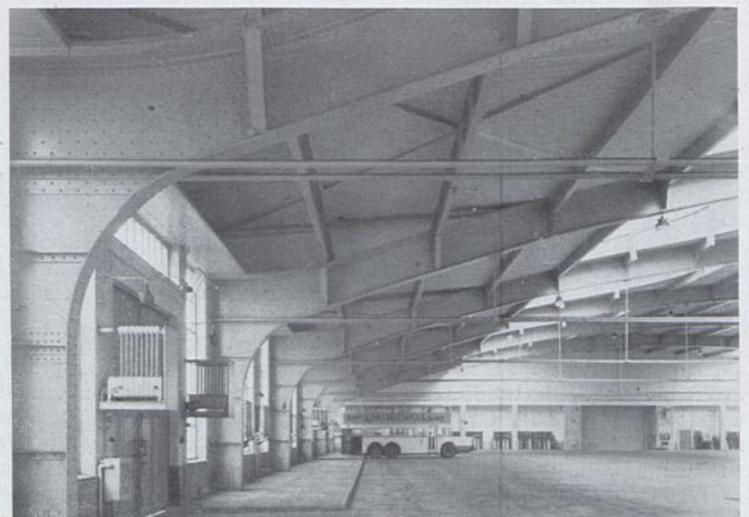


Bild 16. Halle III.  
Ansicht der Binderstiele mit Blick auf die Durchfahrt zur Halle II.

fachwerk des Giebels erhielt zwei Dehnungsfugen in ganzer Höhe. Außer den 665 m<sup>2</sup> Fenster der Längs- und Giebelwände wurden noch 1060 m<sup>2</sup> Oberlichte vorgesehen. Quer zur Halle laufende Oberlichttrauben oder im Scheitel längs durchlaufende Reiteroberlichte wurden nicht gewünscht, zumal die letzteren bei einer Hallenbreite von über 60 m keine genügende Lichtverteilung versprachen.

So entstanden nun die neuartigen Oberlichte in 8,7 × 10,0 m Größe, die zur guten Abführung der Regen- und Schneeschmelzwasser im oberen Teil stark abgerundet wurden (Bild 19).

Mit Ausnahme des Endfeldes am westlichen, fensterversetzten Giebel erhielt jedes Binderfeld in der Mitte der beiden Dachhälften zwei Oberlichte.

In den Oberlichtern sind die durchlaufenden Pfettenstränge hochgezogen und folgen der Außenhaut des Oberlichts (Bild 20). Die sich aus dem Dach kräftig heraushebenden Oberlichte haben einen 5 mm dicken Blechmantel erhalten. Um den großen Dachdurchbruch für die Oberlichte zu versteifen und die Oberlichtkonstruktion möglichst unverschieblich zu

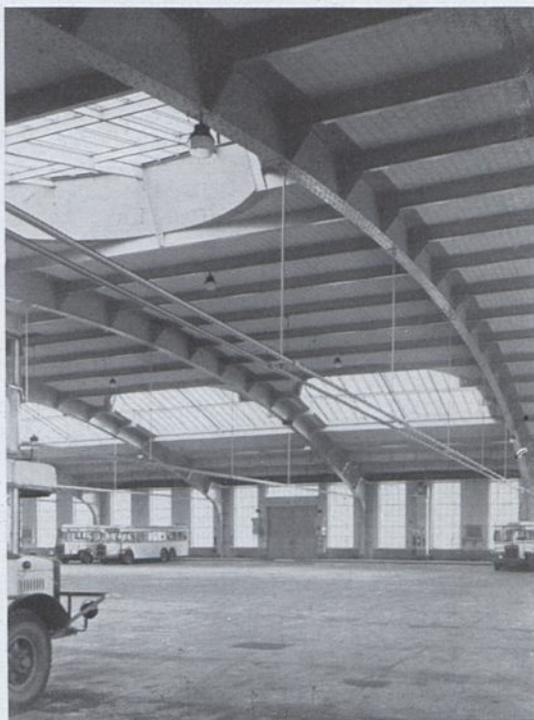


Bild 17. Halle III. Innenansicht mit Blick auf die südliche Längswand.

machen, wurde am Blechmantel des Oberlichts in Dachebene ein 400 mm breiter, winkelbestimmter Kragen angebracht, der als verhältnismäßig starrer Bogen wirkt. In der Deckenansicht wirken diese eigenartigen Oberlichte gut, die erwünschte Lichtfülle und Verteilung ist vorhanden (Bild 15, 17 u. 18).

Zu dem wichtigsten Konstruktionselement der Abstellhalle, den Bindern, wäre noch einiges zu bemerken. Als Bogen mit Zugband wurden ständige Last und Eigengewicht unter Einschaltung eines beweglichen Auflagers aufgenommen, so daß aus den Hauptlasten kein Horizontalschub auftrat. Nur die veränderlichen Belastungen infolge Schnee und Temperatur übernimmt der Bogen mit Zugband bei festen Gelenkaulagern. Der größte Horizontalschub beträgt daher nur 21,5 t. Dementsprechend genügten Fundamente von 2,0 × 3,5 m Grundfläche bei einer maximalen Auflast von rd. 100 t. Mit 2,5 bis 3,0 m Tiefe stehen die Fundamente mit der Sohle auf einem kräftig sandigen Geschiebemergel mit darunter liegenden Feinsandschichten. Grundwasser ist erst in 10 m Tiefe unter Terrain vorhanden.

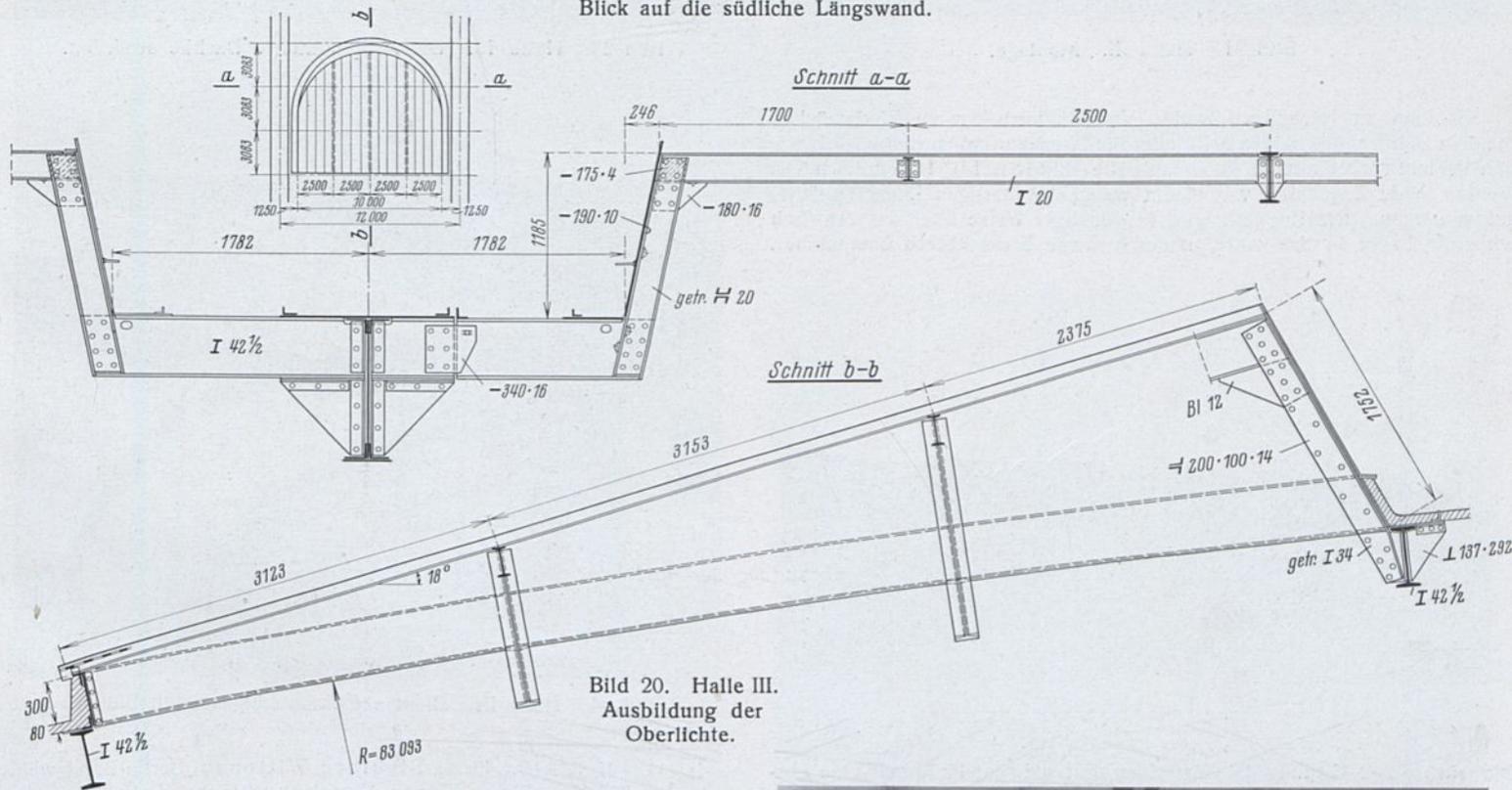


Bild 20. Halle III. Ausbildung der Oberlichte.



Bild 19. Halle III. Außenansicht und Anschluß an Halle II.



Bild 18. Halle III. Innenansicht mit Blick auf die westliche Giebelwand.

In die Gründungsschicht der Fundamente gelangt nur geringes Oberflächenwasser, zumal das Gelände mit Gefälle von den Gebäuden abfällt. Das Zugband der Binder wird bis zu 225 t belastet. Es wurde angestrebt, das Band elegant und beschwingt durch den Raum zu führen, möglichst keine massig wirkenden Form- oder Flachstahlprofile zu verwenden. Auch sollte die Binderecke einfach und klar ausgebildet werden. Stark hervortretende Zugbandwiderlager oder Gelenkbolzen, die auch den Kräftefluß in der Binderecke infolge Materialherausnahme stören, sollten vermieden werden.

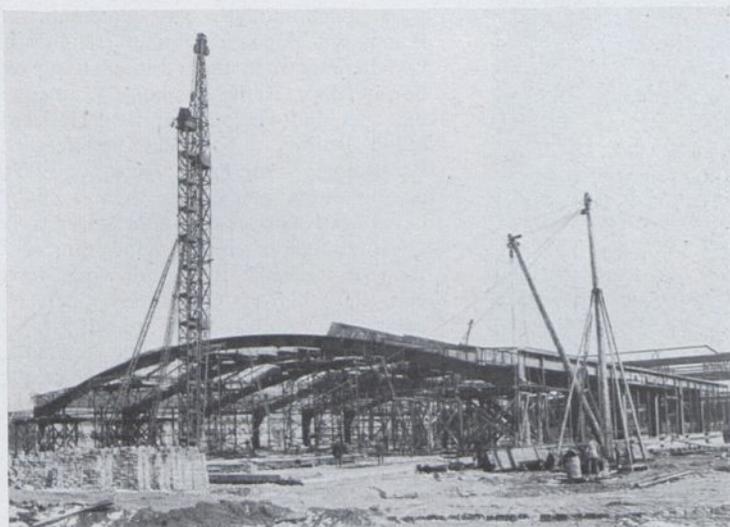


Bild 21. Halle III. Montage.

Es kam zu folgender Lösung: Von Binderrücken zu Binderrücken spannen sich frei auf beiden Seiten der Binderecken und Gurte im Abstände von 480 mm vorbeilaufende Rundstahlstäbe (Bild 13 u. 14). Im Binderrücken werden beide Zugbänder von einem waagebalkenartigen Linienkipplager aufgenommen. Die Zugkraft wird in günstiger Weise über das zentrisch wirkende Lager in das volle, ungeschwächte Eckstehblech übergeleitet.

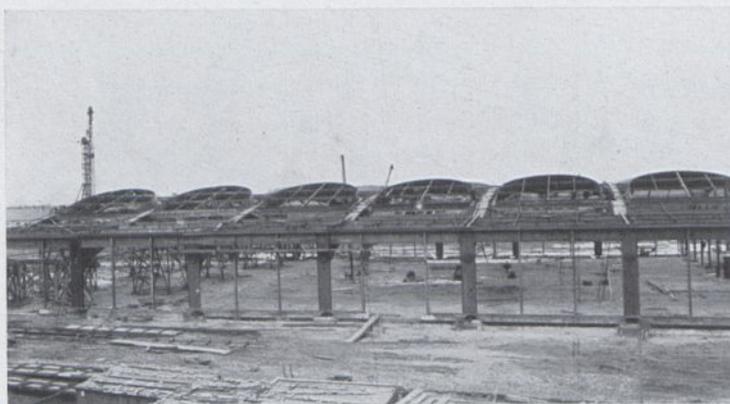


Bild 22. Halle III nach beendeter Montage.

Die rücksseitige Gurtung ist für einen guten Lagersitz durch eine eingebaute Aussteifung aus 4 L 130 · 130 · 12 ausgesteift. Die Aussteifung ist auf einer Länge von 2 m kräftig an das Stegblech angeschlossen.

Über die Herstellung der 62 m langen Zugstangen (Bild 14) mittels Elektroabschmelzschweißung wird demnächst berichtet werden.

Zur Montage der Bogenbinder der großen Halle III ist noch zu sagen, daß eine Aufstellung auf stählernen Rüstböcken erfolgte, und zwar so, daß die Einziehung der Zugstangen erst nach Vernietung der Binder vorgenommen wurde. Bis nach dem Aufbringen der Dachhaut und der Oberlichter wurde ein Binderauflager beweglich gehalten, so daß aus Hauptlasten kein Horizontalschub auftrat. Danach wurde das bewegliche Auflager endlich in ein festes verwandelt.

Allgemein wäre noch zu bemerken:

Mitte Mai 1936 wurde die Baustelle eröffnet und die Tiefbauten begonnen.

Die Montage der Stahlbauten dauerte von September 1936 bis Mai 1937. Aufgestellt wurden 1340 t Stahlkonstruktion. Die Bilder 21 bis 24 zeigen einige Montagezustände.

Anfang Dezember 1937 wurde der Zehlendorfer Omnibushof dem Verkehr übergeben.

Die Lieferungen verteilten sich auf folgende Firmen:

Halle I und Anbauten, 143,31 t, Firma H. Gossen, Berlin-Reinicken-



Bild 23. Halle III. Die fertigmontierte Dachkonstruktion.



Bild 24. Halle III. Blick auf einen freigesetzten Binder.

dorf; Halle II, 317,10 t, Firma Stahlbau Wittenau, Berlin-Borsigwalde; Halle III, 768,35 t, Firma Krupp-Druckemüller, Berlin-Tempelhof.

J. Eberspächer, Glasdachfabrik G. m. b. H., Berlin-Halensee, Oberlichter für Halle III. Claus Meyen, Frankfurt a. M., Oberlichter für Halle I und II.

Der Entwurf und die Konstruktionen dieser Stahlbauten wurden vom Baubüro der Berliner Verkehrsbetriebe aufgestellt.

Der Omnibushof ist nun schon über ein halbes Jahr im Betrieb und hat sich bis jetzt gut bewährt. Irgendwelche Schäden sind nicht aufgetreten.

# Die Stahlbauten für den Omnibushof Zehlendorf der Berliner Verkehrsbetriebe (Nachtrag).

Von G. Ollert, Berlin.

Wie vorstehend, S. 69 u. 70, bereits ausgeführt, kommt der Herstellung, dem Einbau und dem Anschluß der Zugstangen ein besonderes fachmännisches Interesse zu, weil dieses Konstruktionselement in der Herstellung und Anordnung immer auf große Schwierigkeiten stößt. Im nachstehenden soll darüber berichtet werden.

In Bild 1 ist noch einmal ein Blick in die Halle gegeben, aus dem erkenntlich wird, wie gerade Rundstangenpaare wesentlich zur ruhigen Erscheinung des Halleninneren beitragen. Es sind keine Spannschlösser

versuche der gangbarste Weg erkundet werden. Versuchsweise wurden geschweißt St 37, St 52 und St 60.11 (Siemens-Martin-Stahl). Zerreiß- und Biegeproben und metallographische Untersuchungen wurden angestellt. Es ergab sich, daß St 52 in den Schweißstellen zerriß, daselbst nur eine Dehnung von 8% hatte, bei den Biegeproben wurde nur ein  $\angle \alpha$  von 66° erreicht. Die Untersuchung der Schlißbilder zeigte Unregelmäßigkeiten im Gefüge. Die Ergebnisse für St 37 und St 60.11 waren gut und die Dehnung betrug an den Schweißstellen 21% bzw. 19%, was dem Ausgangsmaterial sehr nahe kam. Sehr wichtig war auch die Frage der Beschaffung der elektrischen Stumpfschweißmaschine; die Größe des auf der Baustelle zu schweißenden Querschnitts bedingte eine bestimmte Maschine. So kam es zur Verwendung des Stahles St 60.11, da bei diesem für Rundstäbe von 90 mm Durchmesser und einem Querschnitt  $F = 63,62 \text{ cm}^2$  eine gut brauchbare Stumpfschweißmaschine im Baustellenbetrieb noch einsetzbar war. Für die Durchführung der Schweißungen wurde die 3000 kg schwere elektrische Widerstands-Stumpfschweißmaschine SR.W. 80/140 der AEG mit einer Normalleistung bis 6000 mm<sup>2</sup> Schweißquerschnitt verwendet, die aber eine geringfügige Überbelastung von 5% vertragen konnte, wie es hier der Fall wurde. Aufgestellt wurde die Maschine auf einem Schwellenrost, ein Fundament war nicht erforderlich (Bild 5).

Zur Einrichtung der Schweißanlage gehörte noch eine 70 m lange Rollbahn, die zu 10 m vor und



Bild 1. Blick in die Abstellhalle.

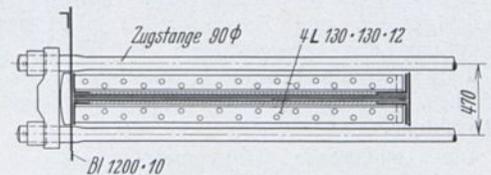


Bild 2. Lagerrippe für die Zugstangen.

zu sehen, die Stangen gehen vielmehr ohne sichtbare Stöße auf der ganzen Länge von 62 m durch.

Zur Aufhängung der Stangenpaare wurde nur je eine Hängestange verwendet, die mit Mutter und Gegenmutter an die Haltetraversen biegefest angeschraubt ist. Die Steifigkeit der Hängestangen genügte vollständig zum selbsttätigen Ausrichten der Zugstangen in ihrer Höhenlage.

Ebenso selbsttätig wurde durch die Lagerkonstruktion eine genaue, gleichmäßige Verteilung der Zugkraft auf die beiden Zugstangen erreicht, und zwar dadurch, daß die beiden Stangen an einem Querhaupt (Bild 2) angreifen, das auf einem flach gekrümmten, geschmiedeten Stahlstück wippt. Bei geringer Bewegung des Querhauptes würde der Auflagerpunkt rasch zur Seite wandern und der gleicharmige Hebel sich in einen stark ungleicharmigen Hebel verwandeln. Da nun die Dehnung der Zugstangen durch die Dachlasten sehr groß ist, ändert sich ihre Spannkraft durch kleine Drehbewegungen des Querhauptes unwesentlich und das Querhaupt muß also immer seine Montagelage beibehalten.

Eine weitere Aufgabe war die Verbindung der einzelnen Zugstangenstäbe von 15 bis 20 m Walzwerkslänge zu einem etwa 62 m langen Strang. Auffallende Spannschlösser kamen nicht in Frage, da sie die Einheitlichkeit des einfachen Bandes störten. Hier ergab nun die elektrische Abschmelzstumpfschweißung den richtigen Weg. Da für den Stahlbau auf diesem Gebiete bisher keine Erfahrungen vorlagen, so mußte durch Vor-

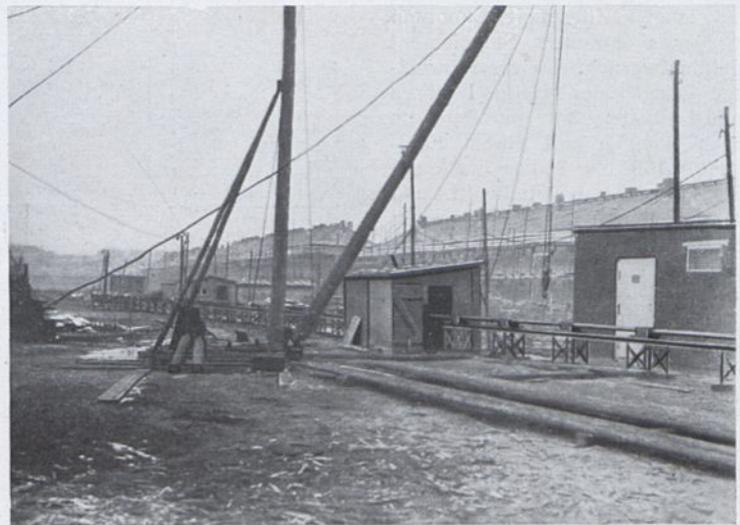


Bild 3. Schweißanlage.

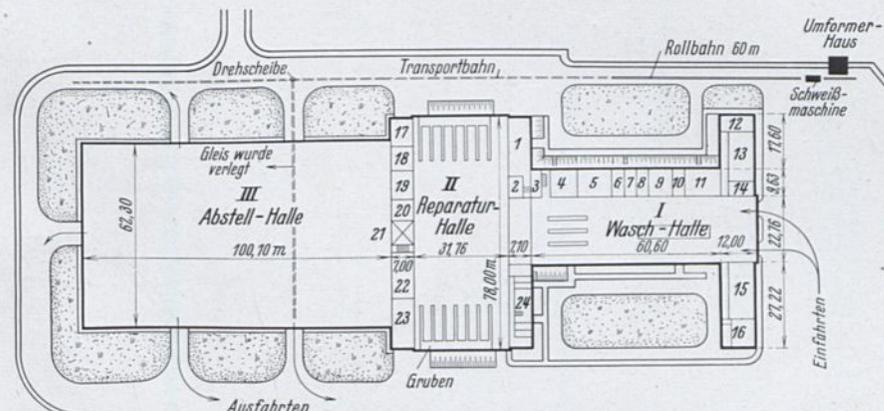


Bild 4. Grundriß mit den Transportbahnen.

60 m hinter der Maschine angeordnet war und deren Rollenebene in Höhe der elektrischen Schweißbacken der Maschine lag (Bild 3 u. 4).

Das Wesen der Widerstandsschweißung besteht darin, den in den Schweißbacken der elektrischen Widerstandsschweißmaschine eingespannten Werkstücken die zur Verbindung notwendige Schmelzhitze durch den elektrischen Strom zu liefern, und zwar gerade dort, wo sie notwendig ist, nämlich an der Berührungsstelle der zu verschweißenden Teile, die den größten elektrischen Widerstand bietet.

Bei dem eigentlichen Abschmelzen handelt es sich nicht um eine Lichtbogenerscheinung, wie vielfach angenommen wird, sondern um eine Kontaktschmelzung, einen sogenannten Schmorkontakt, die schmelzenden Werkstoffenden berühren ohne Druck. Bei halbautomatischer Maschine, wie sie in Zehlendorf verwendet wurde, ist es Aufgabe des Schweißers,

den erforderlichen Kontakt dauernd zu erhalten, obgleich die sich berührenden Teile als Funkenregen dauernd fortspritzen. Um diesen grundlegenden Vorgang zu ermöglichen, hat die Maschine eine feststehende und eine bewegliche Einspannbacke, letztere wird während des elektrischen Stromdurchganges, also während des Erhitzens des Werkstückes, vom bedienenden Schweißer fortlaufend auf Schmelzkontakt durch eine Handsteuervorrichtung gehalten.

Im Augenblick des richtigen Schmelzens der Werkstoffenden ist zu schweißen, das heißt, die Werkstücke werden blitzschnell unter großem Druck zusammengestaucht, während im gleichen Augenblick des Schweißbeginns der elektrische Strom ausgeschaltet wird. Die Rollbahnen dienten der zweckmäßigen Lagerung der langen, weit aus der Maschine herausragenden Stangen und ermöglichten ein leichtes Bewegen des in der beweglichen Einspannbacke eingespannten 15 m langen Stabes. Innerhalb von 7 Tagen wurden auf der Baustelle 14 Zugstangen zu insgesamt 70 Schweißungen und 12 Probeschweißungen in täglich 4stündiger Arbeitszeit hergestellt. Es arbeiteten 1 Schweißmeister, 1 Hilfsschweißer und eine Bedienungskolonnie zu 10 Mann mit Monteur. Eine Schweißung von rd. 65 cm<sup>2</sup> Querschnitt erforderte an elektrischem Strom 28 kW, an Zeit 5 min. Die Schweißungen wurden in Abständen von 25 min durchgeführt. Die Kühlung der Maschine benötigt stündlich 500 l Wasser.

Die Ergebnisse aus den Schweißproben waren sehr gut, was aus beifolgender Tabelle ersehen werden mag.

Die elektrische Stumpfschweißung erreicht ohne Schwierigkeiten Festigkeiten des Materials, die denen des Ursprungstoffes entsprechen. Nach den ZerreiBversuchen wurden aus den Stäben Schlitze für die metallographischen Untersuchungen herausgearbeitet, die zeigten, daß mit zunehmender Schweißwärme im Stab eine gröber werdende Kornbildung eintrat. Schlacken oder Oxydbildungen, Hohlräume oder sonstige Fehlstellen wurden beim Absuchen sämtlicher Schlitze der Übergangszonen und Schweißstellen nicht festgestellt. Eine Nachbehandlung der Schweißstellen mit Wärme, eine mechanische Bearbeitung oder ein besonders vorsichtiges Abkühlen waren nicht erforderlich. Diesbezügliche Versuchsproben ergaben keine wesentlichen Unterschiede.

Die elektrische Abschmelzstumpfschweißung ist hier in gelungener Weise mit einem schönen Endzweck angewendet worden, die 62 m langen Zugstangen konnten ohne jedes störende StoBelement ausgeführt werden. Da die Schweißanlage längs der Halle I ihren Standort hatte, so mußten die fertigen Stangen auf einem Feldbahngleis 150 bis 250 m weit mit zwei Wagen zur Halle III und dort auf einer Drehscheibe um 90° wendend an die einzelnen Binderstellen gefahren werden (Bild 4). Die elastischen Stangen wurden durch 17 m lange Tragbalken, die wegen des Wendens beim Transport drehbar auf dem Wagen saßen, unterstützt (Bild 6).

### Ergebnisse aus den ZerreiBversuchen an Schweißstäben aus Rundstahl St 60.11 (elektr. Abschmelzstumpfschweißung).

Stab Nr.	Binder	Tag der Schweißung	Temperatur °	Probe aus dem	Breite a mm	Dicke b mm	Fläche a b mm <sup>2</sup>	ZerreiBkraft P in kg	ZerreiBfestigkeit kg/mm <sup>2</sup>
1		7. 1. 1937	+ 1	Außenteil Kern	27,1 27,3	10,0 10,0	271 273	18 500 18 300	68,3 67,0
2	Binder 17	8. 1. 1937	+ 3	Außenteil Außenteil Kern	26,0 27,4 26,6	10,2 9,8 10,0	265 268 266	18 600 19 000 18 600	70,1 71,0 69,9
3	Binder 18	9. 1. 1937	- 4	Außenteil Außenteil Kern	26,8 27,6 25,7	10,0 10,3 9,9	268 284 254	18 500 18 900 18 000	69,0 66,6 70,8
4	Binder 19	10. 1. 1937	- 4	Außenteil Außenteil Kern	25,4 27,3 25,7	9,7 9,9 9,7	246 271 249	17 700 17 600 18 000	71,9 65,0 72,3
5	Binder 21	12. 1. 1937	- 2,5	Außenteil Außenteil Kern	25,4 26,7 27,8	9,8 10,0 9,8	249 267 272	17 900 17 700 19 300	71,8 66,3 71,0
6	Binder 22	13. 1. 1937	- 5	Außenteil Außenteil Kern	25,0 27,0 25,2	9,7 9,7 10,3	242 262 260	16 700 18 000 18 800	69,0 68,7 72,4
7	Binder 23	14. 1. 1937	- 6	Außenteil Außenteil Kern	25,2 25,6 27,1	9,8 9,8 9,8	247 251 266	17 300 16 600 16 800	70,0 66,1 63,3

Lieferwerk: Friedrich Krupp AG., Friedrich Alfred-Hütte, Rheinhausen St 60.11 Materialprüfung: 63 bis 64 kg/mm<sup>2</sup>, Dehnung = 22 %, Kaltbiegeprobe 180°. Vorschrift: 60 bis 70 kg/mm<sup>2</sup>, Dehnung = 14 %, Kaltbiegeprobe 90°.

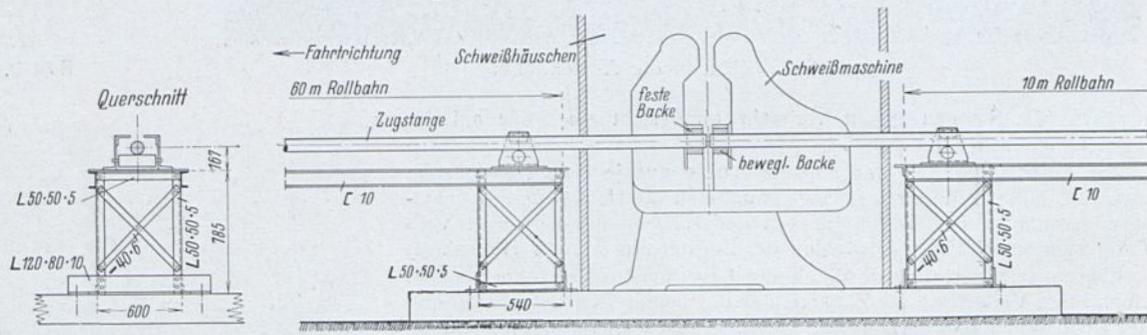


Bild 5. Schweißanlage.

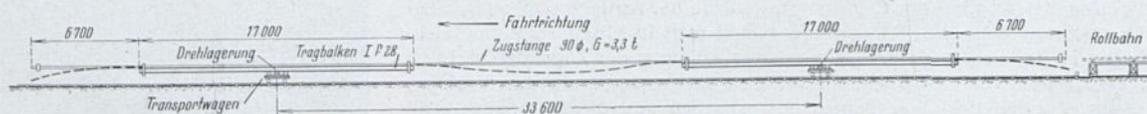


Bild 6. Transportanlage für die 62 m langen Stangen.

## Neubau der Großgarage des Hilfszuges Bayern.

Von Dipl.-Ing. Walter Marx, München.

In München an der Tegernseer Landstraße entsteht gegenüber den neuen Bauten der Reichszeugmeisterei und des Heimatbahnhofes des Reichsautozuges Deutschland der Heimatbahnhof des Hilfszuges Bayern.

Besonders vordringlich war der Neubau der großen Kraftwagenhalle. Diese war ursprünglich als Doppelhalle geplant von zweimal 25 m Breite und 120 m Länge, verbunden durch einen überdeckten Hof von 50 m Breite. Doch schon die ersten Entwürfe der zum Wettbewerb aufgeführten Stahlbauanstalten zeigten, daß gerade dieser überdeckte Hof als Mittelhalle das Beherrschende des neuen Bauwerks sein würde. Einen solchen Entwurf zeigt Bild 1. Er sieht als Längsteilung neun Felder von etwa je 13,5 m Binderentfernung vor. Die trennenden Wände zwischen Haupt- und Seitenhallen sind durch Lichtbänder über den Toren gebildet, um den Seitenhallen aus der Mittelhalle her zusätzlich Licht zu verschaffen. Genietete oder geschweißte Zweigelenkbogenbinder tragen vermittels

Blechträgerpfetten und Profilträgersparren die aufgelegte Dachhaut. Zwischen den Bindern sind Raupenoberlichtaufsätze mit Staubdecken angeordnet.

Diese Gesamtanordnung hätte große Bauhöhe und großen umbauten Raum ergeben, der auch recht erheblich bei den Wärmemengen eine Rolle gespielt haben würde, die durch das Fernheizwerk aufgebracht werden müssen, das sowohl die Reichszeugmeisterei als auch beide Heimatbahnhöfe versorgt. Als Bauherrin zeigte die Reichsleitung der NSDAP durch den Herrn Reichsschatzmeister Schwarz besonderes Interesse an dem Bau. Dieser ließ sich alle Entwürfe vorlegen und gab selbst konstruk-

Bild 2. Querschnitt.

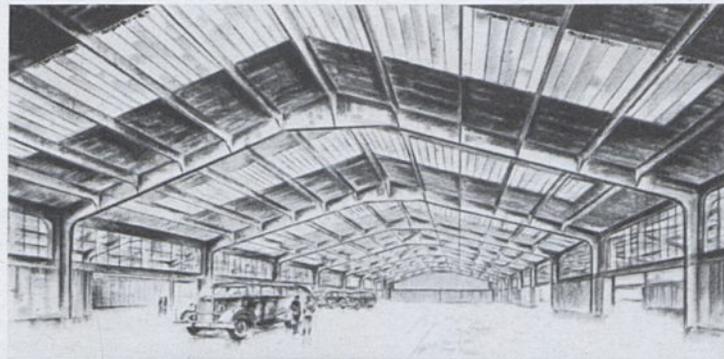


Bild 1. Entwurfsbild.

tive Anregungen. Keiner der eingereichten Entwürfe aber konnte Bauleitung und entwerfende Architekten restlos befriedigen, so daß schließlich bauseits die Forderung gestellt wurde: Tragkonstruktion im Oberlicht und möglichst wenig Stützen in den Trennwänden zwischen Mittel- und Seitenhallen. Mit der konstruktiven Lösung dieser Aufgabe betraut, konnte der Verfasser, nachdem auch die Entscheidung über die Auftragserteilung gefallen war, zusammen mit der entwerfenden Stahlbauanstalt in kürzester Zeit einen neuen Querschnitt (Bild 2) mit entsprechender Grundriß-

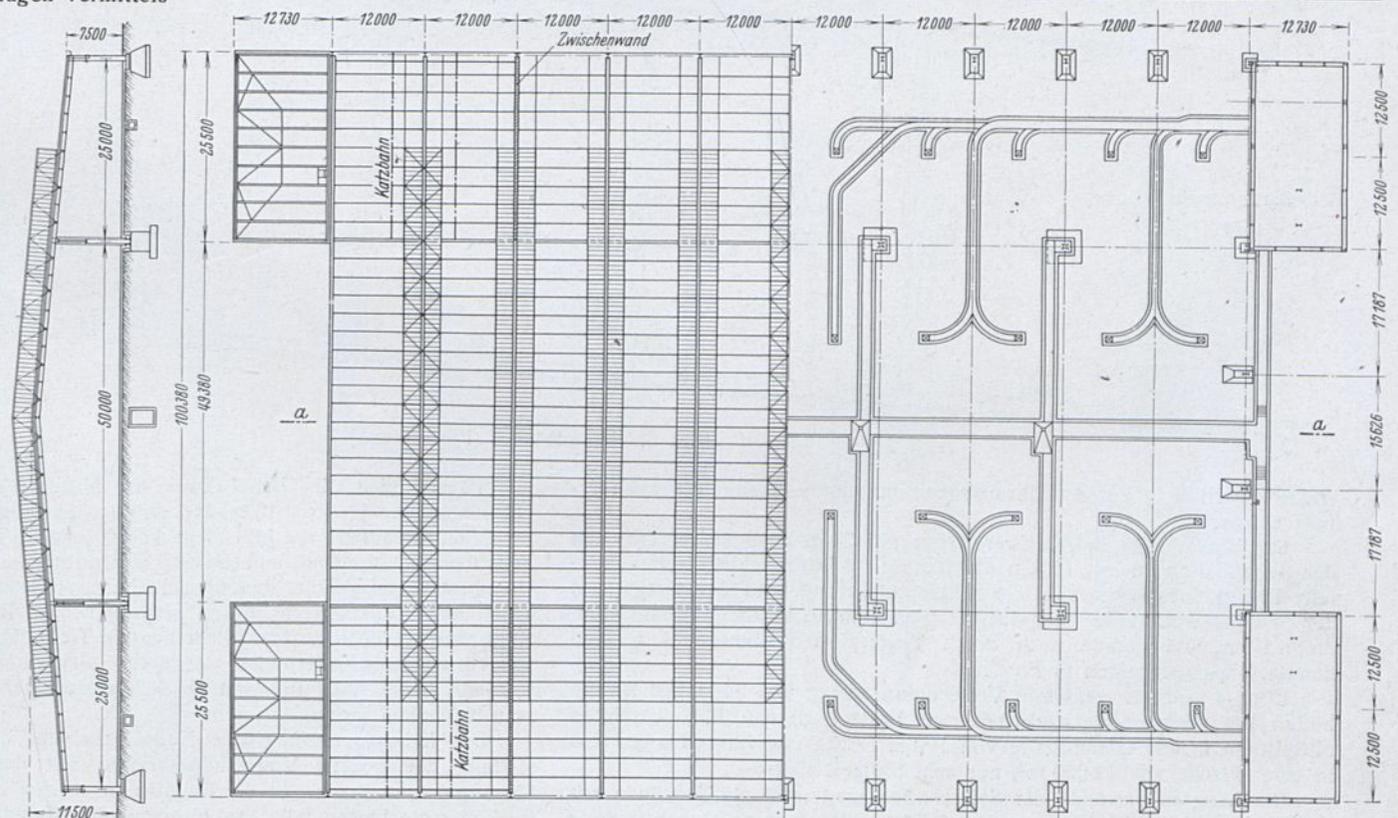


Bild 3. Ansicht, Längsschnitt und Grundriß.

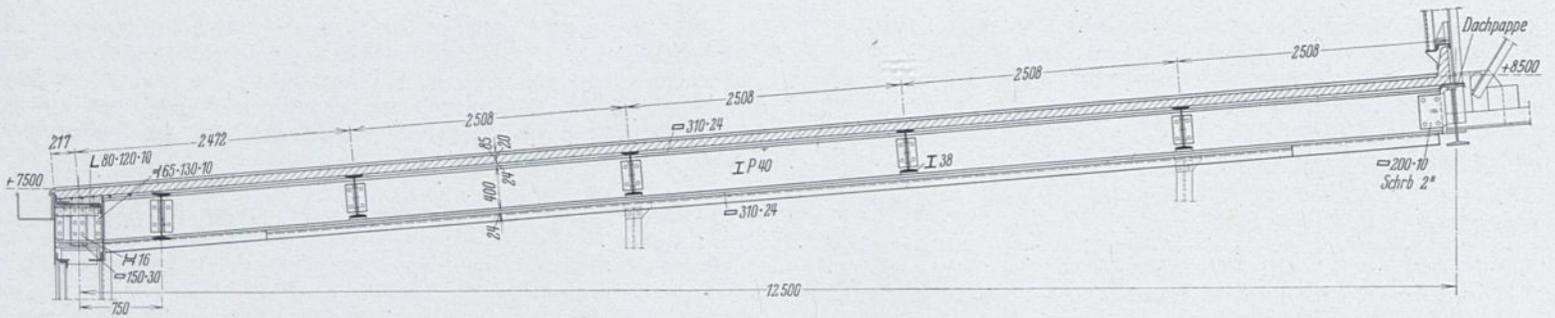


Bild 4. Dachbinder der Nebenhallen.

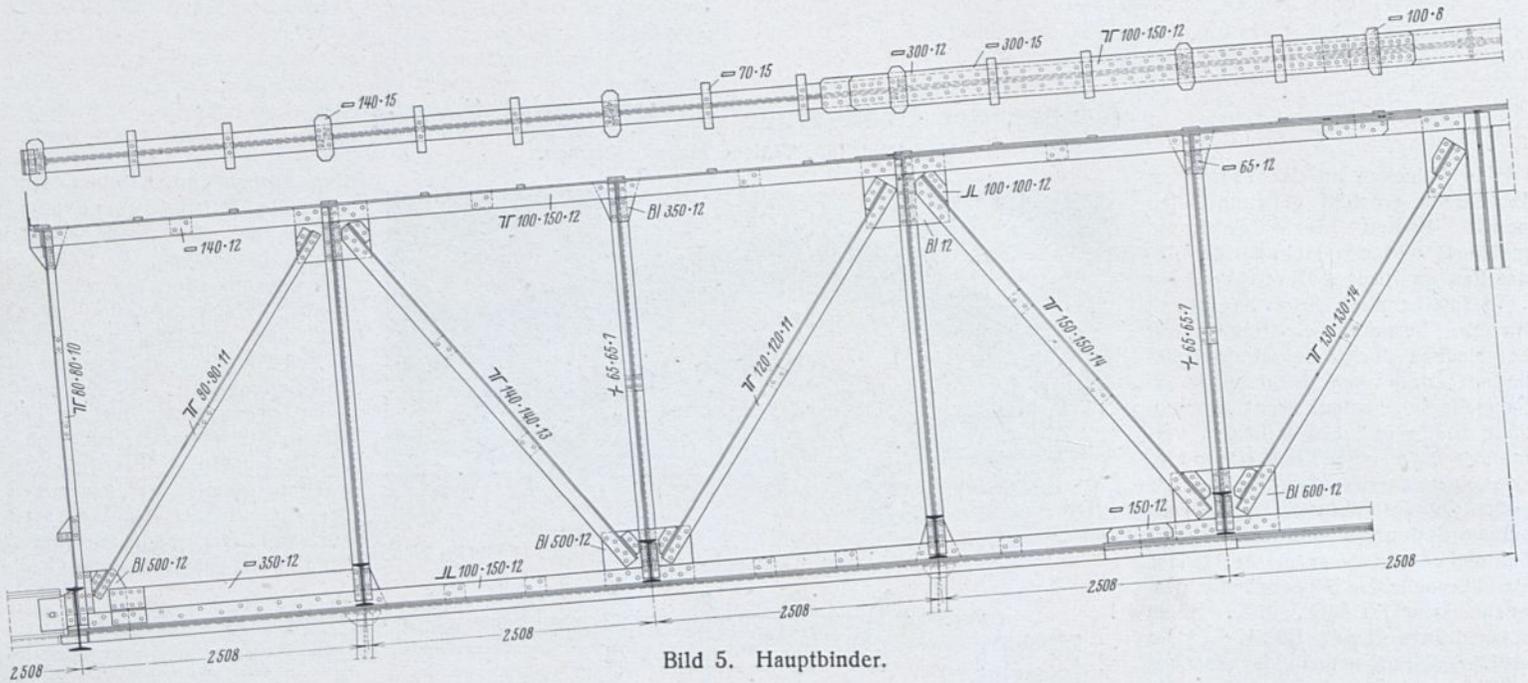


Bild 5. Hauptbinder.

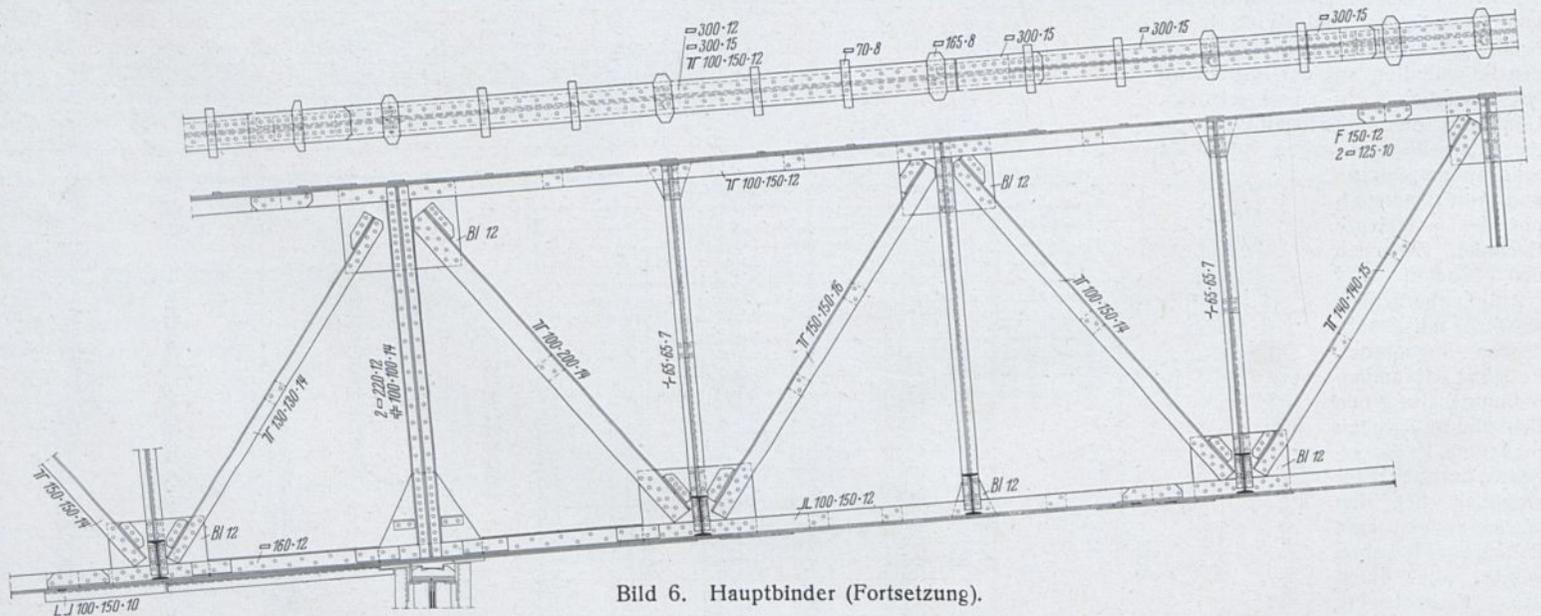


Bild 6. Hauptbinder (Fortsetzung).

einteilung (Bild 3) zur Ausführungsgenehmigung vorlegen, die auch erteilt wurde.

Die Binder sind Stahlfachwerkträger mit 50 m Spannweite, die nach den Seitenhallen zu mit 12,5 m überkragen. Breitflanschträger von ebenfalls 12,5 m Spannweite sind als Schleppträgerbinder an den Kragarmen der Stahlfachwerkbinder eingehängt. Die Binderentfernung beträgt nunmehr 12 m, die gerade noch durch Trägerpfetten überspannt werden konnte. Sparren kamen in Fortfall.

Etwa 4 m hohe genietete Vollwandunterzüge von 24 m Spannweite bilden die Trennwände zwischen den Hallen, so daß bei geöffneten Mittelstoren in der Gesamthalle von 100 m Breite und 120 m Länge, also in einer Fläche von 12 000 m<sup>2</sup>, nur acht Stützen stehen.

Die Längsaußenwände der Seitenhallen sind auch als Torwände mit darüberliegenden Lichtbändern ausgebildet mit einer Stützenentfernung

von 12 m. Auch die Giebelwände der Mittelhalle sind Torwände mit Öffnungen von je etwa 16 m und darüberliegender Glaswand.

Vier Anbauten von je 12,7 m Länge und 25 m Breite sind vor die Seitenhallen vorgebaut und als Stahlskelettbauten mit Keller-, Erd- und Obergeschoß ausgeführt und dienen als Büroräume, Lager u. dgl. Kellerdecke und Kellerstützen sollten ursprünglich in Eisenbetonbauweise erstellt werden, doch mußten nicht nur die Trägerlage in Stahl ausgeführt, sondern auch die Kellerpfeiler als Stahlbreitflanschträgerstützen ausgebildet werden. Diese Anbauten sind für sich standsicher und durch Trennfugen vom Hallenbau getrennt.

Die Längsaussteifung der Halle geschieht durch portalartige Versteifung der großen Vollwandunterzüge mit den Mittelstützen. Torführungsträger übertragen die Windlasten zu den Giebelwandstützen, die ihrerseits die Lasten teils zum Fundament, teils zur Dachhaut übertragen.





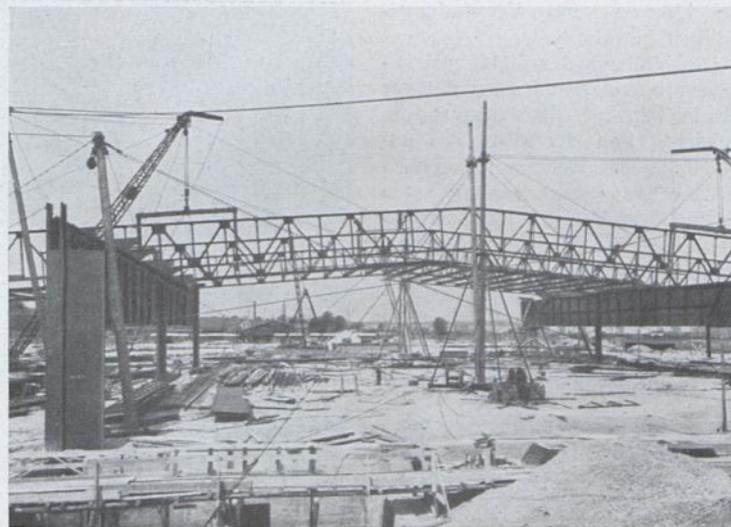


Bild 13. Aufstellung der Stahlkonstruktion.

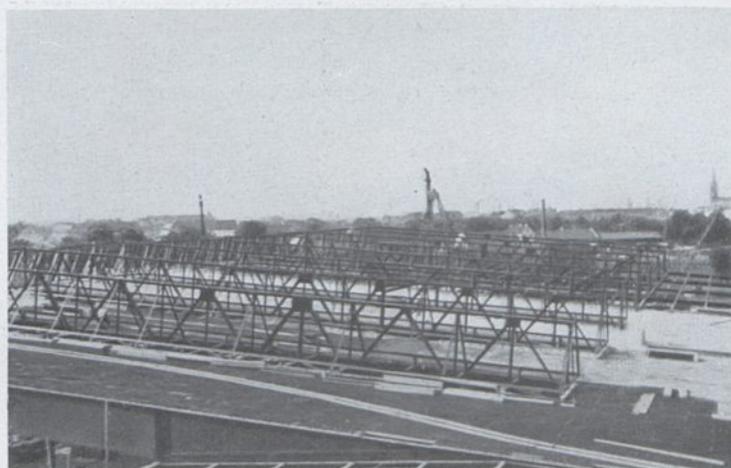


Bild 14. Blick auf das Hallendach mit Fachwerkbindern und Oberlichtkonstruktionen.

Von diesen sind rechts und links je zwei Flügel mit Bändern fest an die Breitflanschträger der Giebelwandstützen angeschlagen. Die anderen Flügel sind zu vier und vier Flügeln zusammengekuppelt und können beliebig verschoben und gefaltet werden. Sie laufen unten ebenfalls auf Doppelspurkranzrollen, aber auch oben. Das Mittragen der oberen Rolle wird durch entsprechend bemessene und eingestellte Bolzenabfederung erreicht, damit ein Kippen in jeder Lage der einzelnen Torpakete vermieden wird.

Die zehn Mittelwandöffnungen von etwa 24 m lichter Weite und auch 4,5 m lichter Höhe haben 16-flügelige Tore erhalten, die konstruktiv ebenso ausgebildet sind wie die Tore der Giebelwand, zu je vier und vier Flügeln gekuppelt und ganz beliebig verschoben und gefaltet werden können.

Die Torflügel haben eine Breite von meistens etwa 1500 mm und eine Dicke von 60 mm, sind doppelwandig aus 2 mm Stahlblechen und haben innere Aussteifungen eingeschweißt, die eine

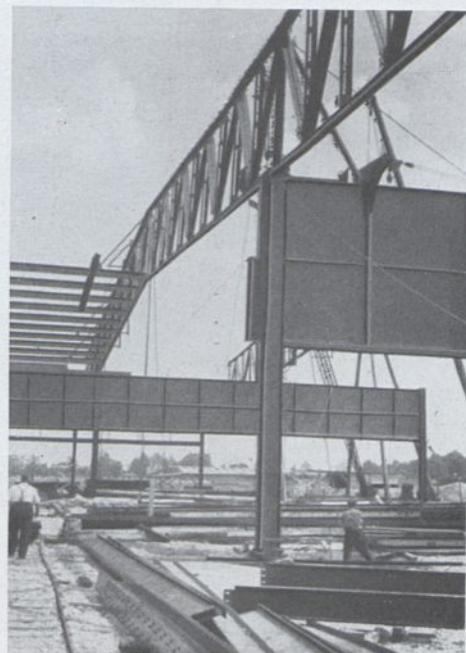


Bild 16. Ansicht eines Fachwerkbinders.

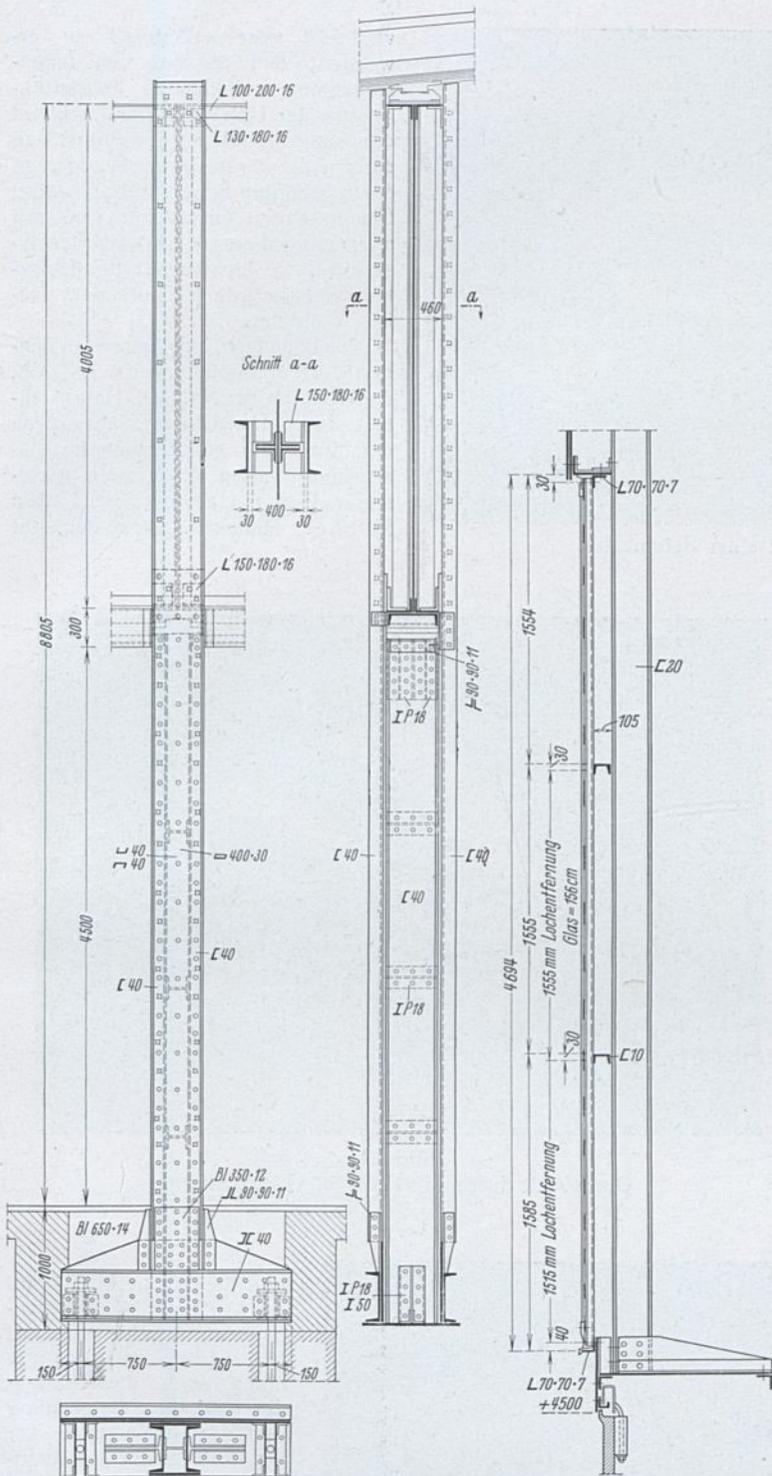


Bild 10. Mittelstütze.

Bild 12. Querschnitt der Giebelwandverglasung.

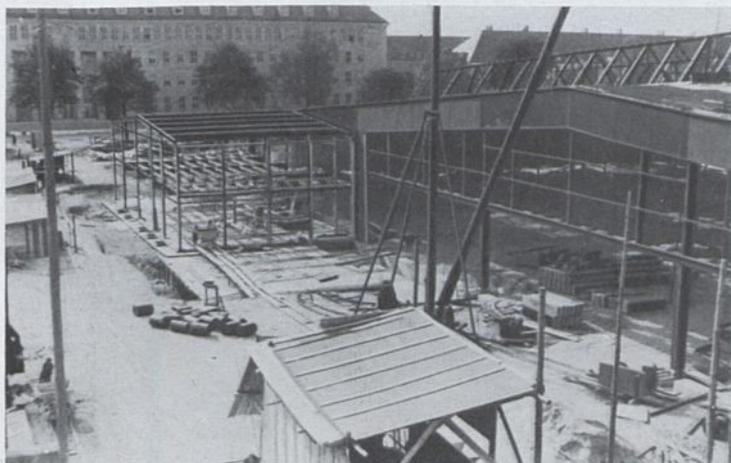


Bild 15. Giebelansicht.

hohe Flächen- und Verwindungssteifigkeit gewähren.

Die Montage der Stahlkonstruktionen sollte von den beiden mit der Lieferung betrauten Stahlbauanstalten gleichzeitig von der Mitte aus anfangend in genau gleichen Teilen nach den Giebelwänden zu vorgenommen werden. Dieses Verfahren sollte neben schnellerem Fortgang der Arbeiten dem Bauherrn einen Vergleich über die Leistungsfähigkeit der Firmen ermöglichen, doch mußte der Bauherr bezüglich Fertigstellung der ganzen Halle in jedem Falle auf die weniger schnelle Firma warten. Bei der Montage wurde auch überall darauf geachtet, daß die getroffenen konstruktiven Maßnahmen auf der Baustelle genauestens gewahrt wurden.



Abb. 17. Innenansicht einer Seitenhalle.

vielleicht wäre erläuternd zu erwähnen, daß die bei den Innenaufnahmen auffallenden Rohrleitungen an der Unterseite der Dachhaut der angeordneten Sprinkleranlage dienen, die der gesamten Großgarage einen erhöhten Feuerschutz gewährt. Die gesamten Glasdächer sind mit wärmeabsorbierendem Spezialglas eingedeckt, die Lichtbänder der Längs- und Giebelwände mit normalem weißen Drahtglas.

Die Bauoberleitung hatte vom Bauherrn, der Reichsleitung der NSDAP., der Bauleiter der NSDAP., Herr Architekt Josef Heldmann, übertragen erhalten. Die architektonische Bearbeitung hatten die Herren Architekten Paul Hofer und Karl Johann Fischer, München. Dem Bauleiter

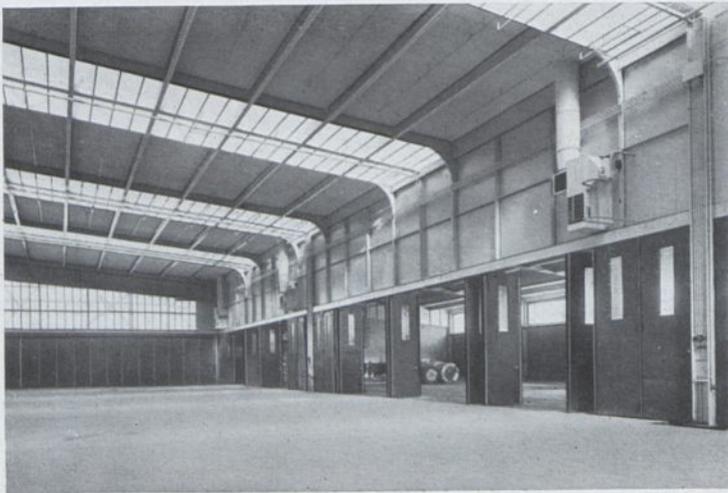


Bild 18 Blick von der Mittelhalle in eine Seitenhalle mit Ansicht des Unterzuges.

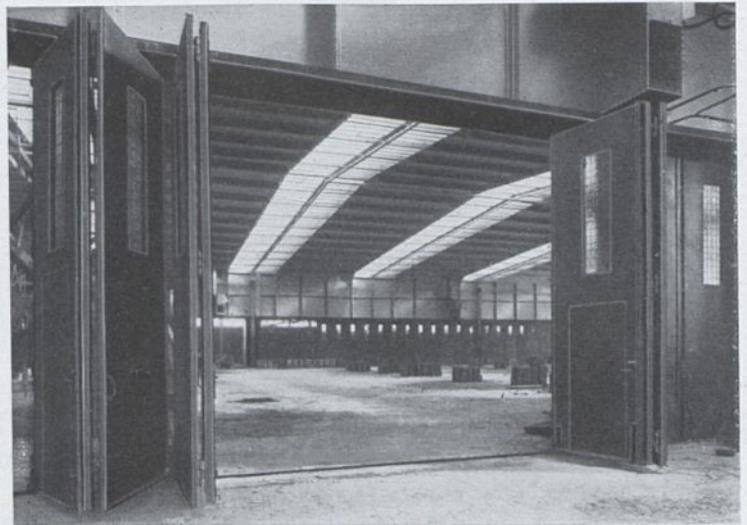


Bild 19. Durchblick durch die Halle in Querrichtung.

Dank der Unterstützung aller beteiligten Stellen gelang es, den ganzen Bau termingemäß aufzustellen; es wurden insgesamt 1555 t Stahlkonstruktionen montiert. Die Bilder 13 bis 16 zeigen Montageaufnahmen.

Bild 17 zeigt eine schon bezogene Seitenhalle, Bild 18 die Ansicht des Unterzuges von der Mittelhalle her mit Durchblick durch die teilweise an beliebiger Stelle geöffneten Tore der Mittelwand in eine Seitenhalle. Bild 19 vermittelt den Eindruck eines Blickes quer durch die ganze Halle und Bild 20 einen solchen längs durch die Mittelhalle.

Die beschriebenen Konstruktionen sind auf den Bildern gut zu erkennen;

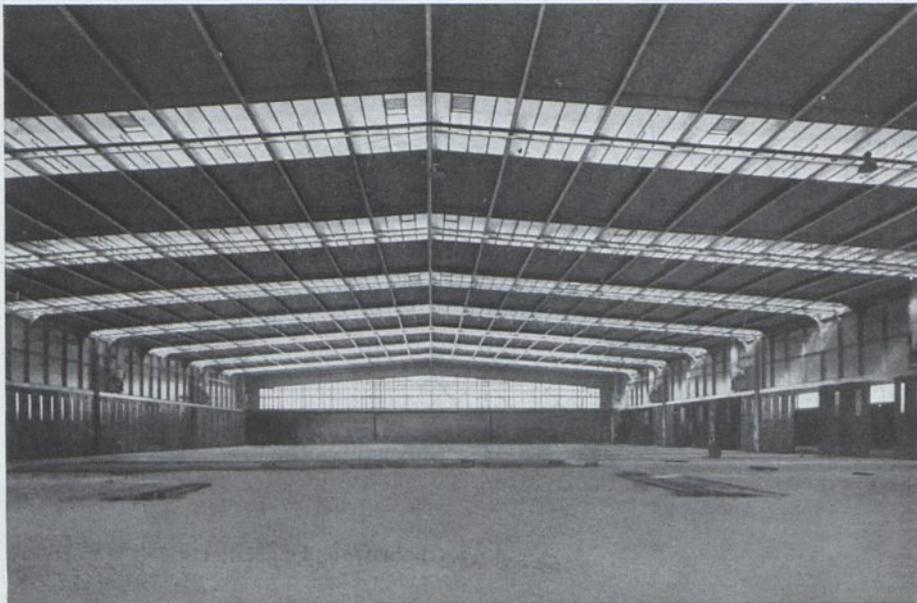


Bild 20. Innenansicht der Mittelhalle.

und den Architekten stand der Verfasser als Stahlbauingenieur beim Entwurf und auf Bau zur Seite; ihm oblag auch die Prüfung der statischen Berechnung und der Zeichnungen der konstruierenden Stahlbauanstalt, Eisenwerk Wanheim, G. m. b. H., Duisburg, die zusammen mit der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, Lieferung und Montage zu gleichen Teilen in Auftrag erhielt. Die kittlosen Glasdächer und Lichtbänder wurden nach dem System Wema von J. Eberspächer, Eblingen, ausgeführt. Die Tore sind Erzeugnis der Deutschen Metalltürenwerke A. Schwarze, Brackwede.

## Einige Beispiele neuerer Werkstattbauten.

Von Dipl.-Ing. H. Fritzen, Mainz-Gustavsburg.

Im folgenden sollen kurz einige Bauten besprochen werden, die in den Jahren 1934 bis 1937 von der MAN., Mainz-Gustavsburg, für ein mitteldeutsches Werk errichtet wurden. Wenn diese Bauten auch weniger durch ihren Umfang oder durch Neuartigkeit der konstruktiven Durchbildung hervorragen, so bieten sie doch infolge ähnlicher Grundbedingungen (Verwendungszweck, Abmessungen, Bauverhältnisse u. ä.) gute Vergleichsmöglichkeiten.

### I. Werkstatt 1 und 2 (Bild 1 u. 2).

Diese im Laufe des Jahres 1934 in mehreren Bauabschnitten ausgeführte zusammenhängende Baugruppe bedeckt im Gesamten eine Grundfläche von 11 100 m<sup>2</sup> und besteht aus Werkstatt 1 und der damit parallel liegenden Werkstatt 2, zwischen denen sich die Halle 3 einschleibt. Massiv ausgeführte Kopfbauten, die die Büro- und Aufenthaltsräume enthalten, schließen die Stirnseiten der Werkstätten ab.

Die Werkstatt 1 hat eine Länge von 214,24 m (35 Felder zu 6 m und ein Endfeld von 4,24 m), eine Breite von 25 m und eine Höhe

bis U. K. Binder von 6,50 m. Die Dachdeckung besteht wie bei allen übrigen Hallen aus Bimsbetonplatten. Die Binder sind als genietete Vollwandträger über zwei Stützen mit Auskragungen bis Hallenmitte ausgeführt. Dabei ergibt die den statischen Verhältnissen entsprechend ausgebildete Binderform — Obergurt in der Dachneigung, Untergurt im Seitenschiff horizontal, im Mittelschiff eingezogen — ein architektonisch befriedigendes Bild.

Zur Aussteifung der Bindergurte ist jede zweite Pfette durchgeführt, während die übrigen bis zu den Oberlichtzargen gehen. Im Mittelfeld läuft ein Kran von 5 t Tragkraft auf IP-Profilen mit aufgeschweißter Flachstahlschiene, in den Seitenfeldern 1½-t-Krane, deren Kranträger an den Bindern aufgehängt sind. Die Außenwände sind ebenfalls in Stahlkonstruktion ausgeführt. Als Lichtquelle dienen 3 m hohe Lichtbänder in den Seitenwänden sowie in jedem zweiten Binderfeld sattelförmige Querüberlichter, die eine Grundrißbreite von 4 m und eine Länge von 18 m haben.

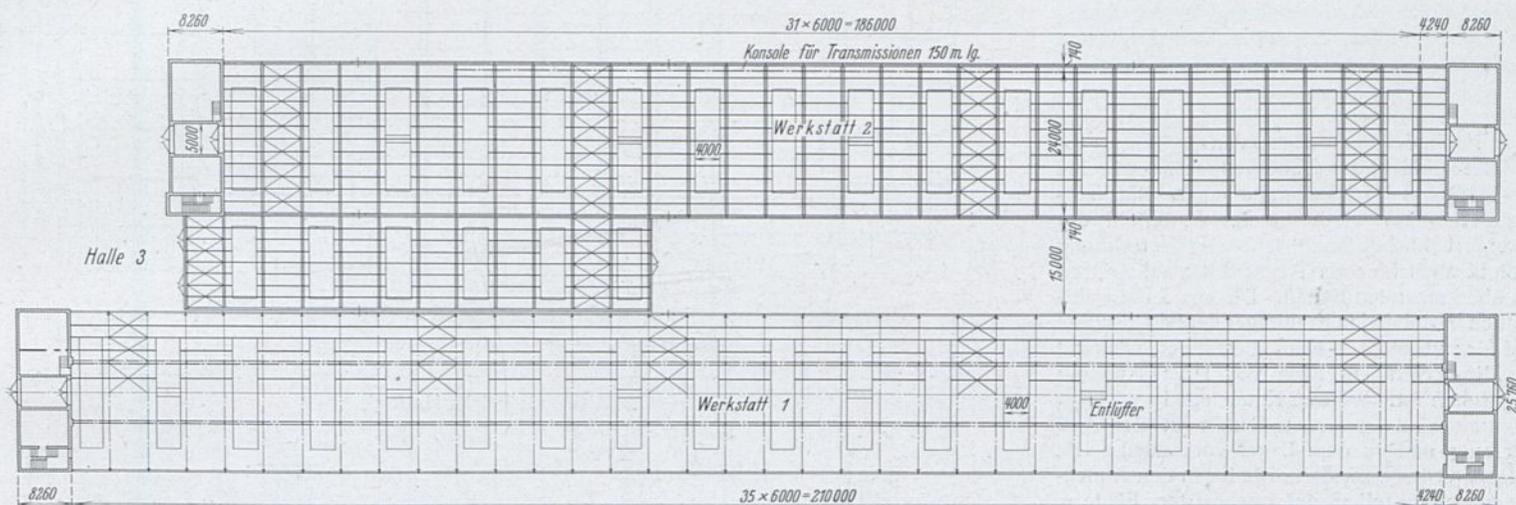


Bild 1. Grundriß Halle 1 u. 2.

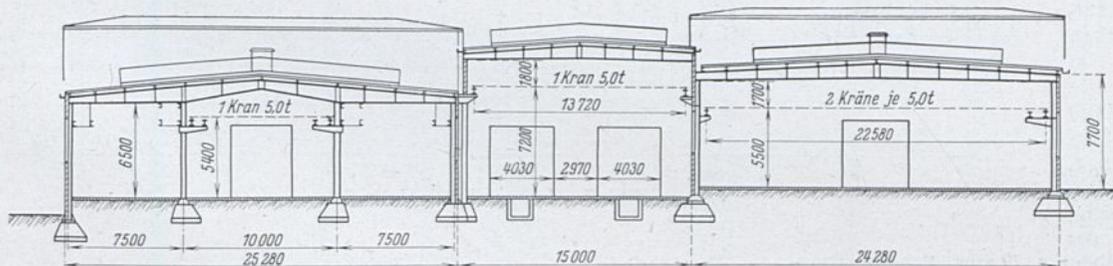


Bild 2. Querschnitt Halle 1 u. 2.

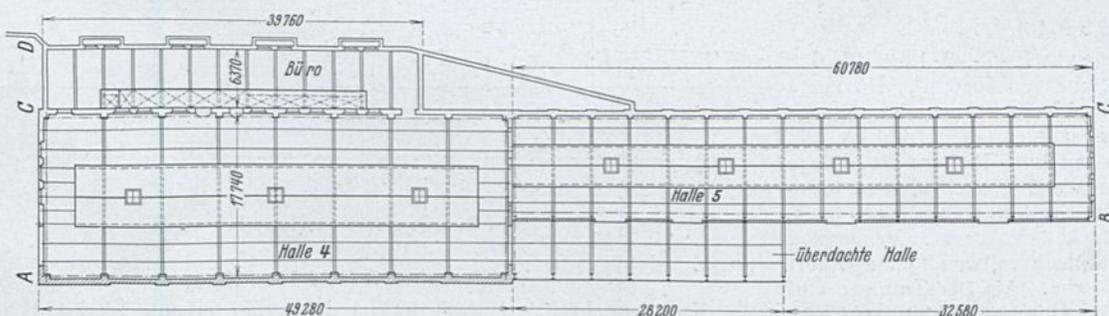


Bild 3. Grundriß Halle 4 u. 5.

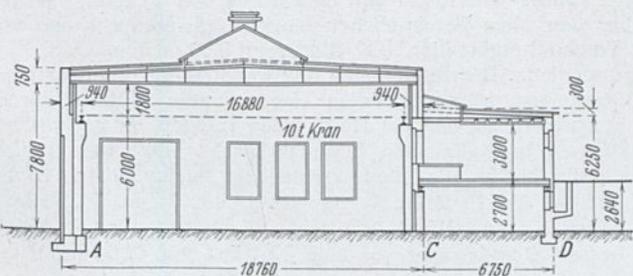


Bild 4. Querschnitt Halle 4.

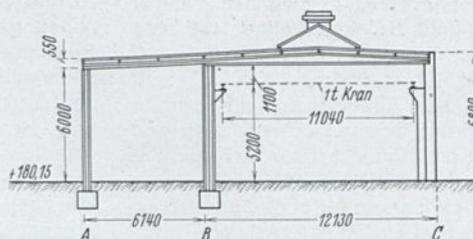


Bild 5. Querschnitt Halle 5.

Eine ähnliche Ausführung wurde für Werkstatt 2 gewählt. Hier beträgt bei gleicher Binderteilung von 6 m die Gesamtlänge 190,24 m, die Breite 24,28 m und die Höhe bis U.-K. Binder 7,20 m. Die Binder sind als genietete Vollwandträger, jedoch ohne Zwischenstützen ausgeführt. Die Kranträger sind für zwei Krane von je 5 t Tragkraft berechnet und bestehen aus IP-Profilen ohne besonderen Kranverband.

Unabhängig von der Werkstatt 1, jedoch unter Benutzung der Außenstützen der Werkstatt 2 ist die Werkstatt 3 auf eine Länge von  $12 \cdot 6 = 72$  m zwischen beiden Bauten eingeschoben. Die Breite beträgt 15 m, die lichte Höhe bis U.-K. Binder infolge Höherlegung der Kranbahn 9 m.

### II. Halle 4 und 5 (Bild 3, 4 u. 5).

Die Halle 4, das Büro sowie die anschließende Halle 5 und das Lager mit einer Gesamtgrundfläche von 2090 m<sup>2</sup> wurden im Jahre 1935 erbaut. Die Halle 4 hat eine Länge von 49,28 m, eine Breite von 18,76 m und eine Höhe bis U.-K. Binder von 7,80 m. Die entsprechenden Maße für die Halle 5 sind 60,78 m Länge, 12,13 m Breite und 6,30 m Höhe bis U. K. Binder. Sämtliche Binder sind genietete Vollwandträger und liegen bei Halle 4 beiderseits, bei der Halle 5 auf einer Seite auf Pfeilervorlagen des massiven Außenmauerwerks. Nur eine Längsseite der Halle 5 ist in

Stahlkonstruktion ausgeführt. Auch die aus IP-Profilen bestehenden Kranträger, die für Krane von 10 t bzw. 1 t Tragkraft berechnet sind, liegen auf gemauerten Pfeilern. Die Belichtung erfolgt in der Halle 4 durch ein sattelförmiges Längsgerüst von 6 m Breite, in der Halle 5 durch ein solches von 4 m Grundrißbreite sowie durch ein seitliches Fensterband.

### III. Werkstatt 6 (Bild 6, 7 u. 8).

Diese im Jahre 1936 erbaute dreischiffige Halle überdeckt einschließlich der Anbauten eine Grundfläche von 5950 m<sup>2</sup>. Die Länge der eigentlichen Werkstatt beträgt  $11 \cdot 6 = 66$  m, die Breite im Lichten  $20,13 + 15,0 + 20,13 = 55,26$  m. Die lichte Höhe bis U. K. Binder ist 8,40 m. Vorgelagert sind Kopfbauten, die an der südlichen Stirnseite eine Aufbereitung sowie einen dreigeschossigen Bürobau enthalten, an der nördlichen Stirnseite als Lager dienen. Sämtliche Umfassungswände sowie die Trennwände zwischen Kopfbauten und Werkstatt sind massiv hochgeführt. Besondere Schwierigkeiten machte bei diesem Bauwerk die Gründung. Wie aus dem Längsschnitt (Bild 7) ersichtlich, mußten die Fundamente zum Teil bis zu 10 m unter Fußboden geführt werden.

Die Binder der Haupthalle sind wie bei der Werkstatt 1 in Vollwandkonstruktion ausgeführt, wobei wiederum im Mittelfeld der Untergurt hochgezogen ist. Die Berechnung erfolgte auch hier als Träger auf zwei Stützen mit überkragenden Enden. Die aus IP-Leichtprofilen bestehenden Kranträger der Seitenschiffe sind für zweimal 3 t-Krane berechnet, während im Mittelschiff ein Kran von  $1\frac{1}{2}$  t Tragkraft vorgesehen ist. Weitere Krane mit 1 und  $1\frac{1}{2}$  t Tragkraft sind in Demag-Bauart in der Aufbereitung und in dem Lager vorhanden. Die Kranträger liegen wie die Binder in den Außenwänden unmittelbar auf gemauerten Pfeilern, im Inneren auf Stahlstützen, bestehend aus zwei C-Profilen mit dazwischenliegendem Stegblech, das oberhalb der Kranbahn für den Laufstegdurchgang ausgespart ist. Für die Decken des südlichen Vorbaues war eine Nutzlast von  $p = 500$  kg/m<sup>2</sup> vorgeschrieben, während die Bühne in dem Lagerbau Nutzlasten von 1000 und 4000 kg/m<sup>2</sup> aufzunehmen hat. Die Belichtung erfolgt durch 5 m breite und 48 m lange, in jedem zweiten Feld liegende Dachaufsätze, deren rundherumgehende senkrechte Verglasung 2 m hoch ist. Pfetten und Dachträger der an den Längswänden anschließenden Anbauten (Lager, Schalt-, Trafo- und Büroräume) sind ebenfalls in Stahlkonstruktion geliefert.

### IV. Werkstatt 7 (Bild 9 u. 10).

Die Werkstatt 7 überdeckt bei einer Länge von  $19 \cdot 7 + 2 \cdot 1,3 = 135,6$  m und einer Breite von 41,72 m eine Grundfläche von 5660 m<sup>2</sup>. Die Höhe bis U. K. Binder ist 8,8 m. Die eigentliche Werkstatt befindet sich im Hallenteil DE, während der Teil von A bis D als Lager dient (Bild 10). Die Umfassungswände sind massiv und dienen mit ihren Pfeilern als Auflage für die Binder, für die Deckenträger und in Wand E auch für den Kranträger. Die Zwischenstütze bei D nimmt nur die lotrechte Last aus Dach, Decke und Kran auf, da der Wind durch die Außenmauern aufgenommen wird. Der Binder ist als Träger auf drei Stützen vollwandig ausgeführt bei einer größten Stegblechhöhe von 1400 mm. Als Deckenträger und Unterzüge der Decken über Keller, Erd- und Obergeschoß sind zur Verminderung der Geschoßhöhe zum größten Teil Breitflanschträger gewählt worden, die über dem Keller für eine Nutzlast von 2500 kg/m<sup>2</sup>, über dem Erdgeschoß für  $p = 2000$  kg/m<sup>2</sup> und über dem Obergeschoß für  $p = 1000$  kg/m<sup>2</sup> berechnet sind, und zwar ist das Gebäude zwischen A und B von (2) bis (10) und von (9) bis (11) im Feld BC unterkellert, während die Decke auf + 3,1 m im Feld AB ganz durchläuft, zwischen B und C dagegen nur von (1) bis (11); die Decke auf + 6 m erstreckt sich in beiden Feldern von (1) bis (21). An den Enden sind die Bühnen miteinander verbunden. Ein Demag-Kran von 2 t Tragkraft, dessen Laufträger zwischen den Bindern hängen, sowie ein  $1\frac{1}{2}$ -t-Kran, der ihr Feld BC von (11) bis (21) bestreicht, dienen zur Beförderung der Werkstücke. Um diesen Transport zu erleichtern, sind in den Geländern, die die Bühnen in Reihe B und C abschließen, an mehreren Stellen 2,8 m breite verschieb-

liche Stücke eingefügt. Im Feld DE laufen zwei Krane von 5 bzw. 7,5 t Tragkraft, deren Kranträger wiederum aus Breitflanschträgern bestehen. Wie bei der Werkstatt 6 sind außer den Fenstern der Längswände zur Belichtung querlaufende Dachhauben herangezogen, die bei einer Breite von 5 m und einer Länge von 28,5 m eine Höhe der senkrechten Verglasung von etwa 2,3 m haben.



Bild 6. Grundriß Halle 6.

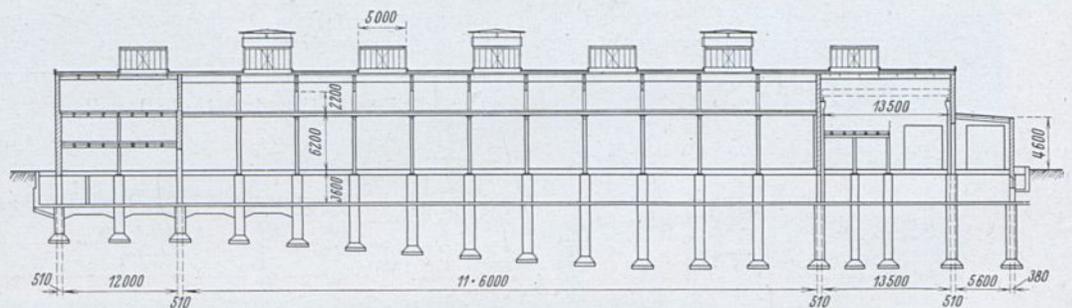


Bild 7. Längsschnitt Halle 6.

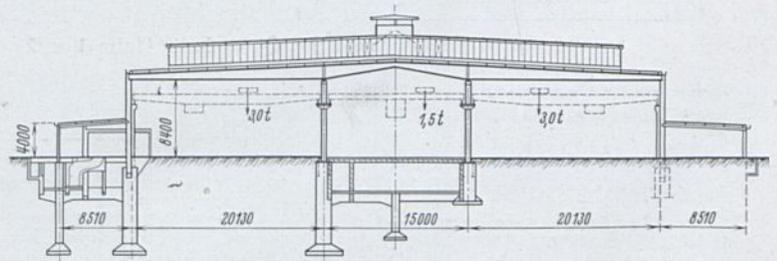


Bild 8. Querschnitt Halle 6.

### V. Werkstatt 8 (Bild 11 u. 12).

Kurz angeführt sei noch die im Jahre 1937 erbaute Werkstatt als Beispiel für die gute Wirkung vollwandiger Konstruktionen. Die Halle hat eine Länge von  $24 \cdot 6 = 144$  m und eine Breite von 24,28 m. Wegen der gegenüber den oben beschriebenen Bauten schwereren Krane von 10 und 20 t Tragkraft mußte hier U. K. Binder auf 9,60 m über O. K. Fußboden gelegt werden. Die Binder sind Vollwandträger, die Kranträger Breitflanschträger, und auch die unten eingespannten Stützen wurden vollwandig konstruiert, so daß die Halle einen ruhigen, übersichtlichen und architektonisch befriedigenden Eindruck macht. Eine gute Belichtung ist durch die bis an die Traufe reichenden durchgehenden Längswandfenster erzielt, die in Reihe A eine Höhe von 7,7 m, in Reihe B von 5,10 m haben. — Von (10) bis (25) liegt auf einer Breite von 4,90 m ein Keller, dessen Deckenträger für eine Nutzlast von 2500 kg/m<sup>2</sup> berechnet wurden.

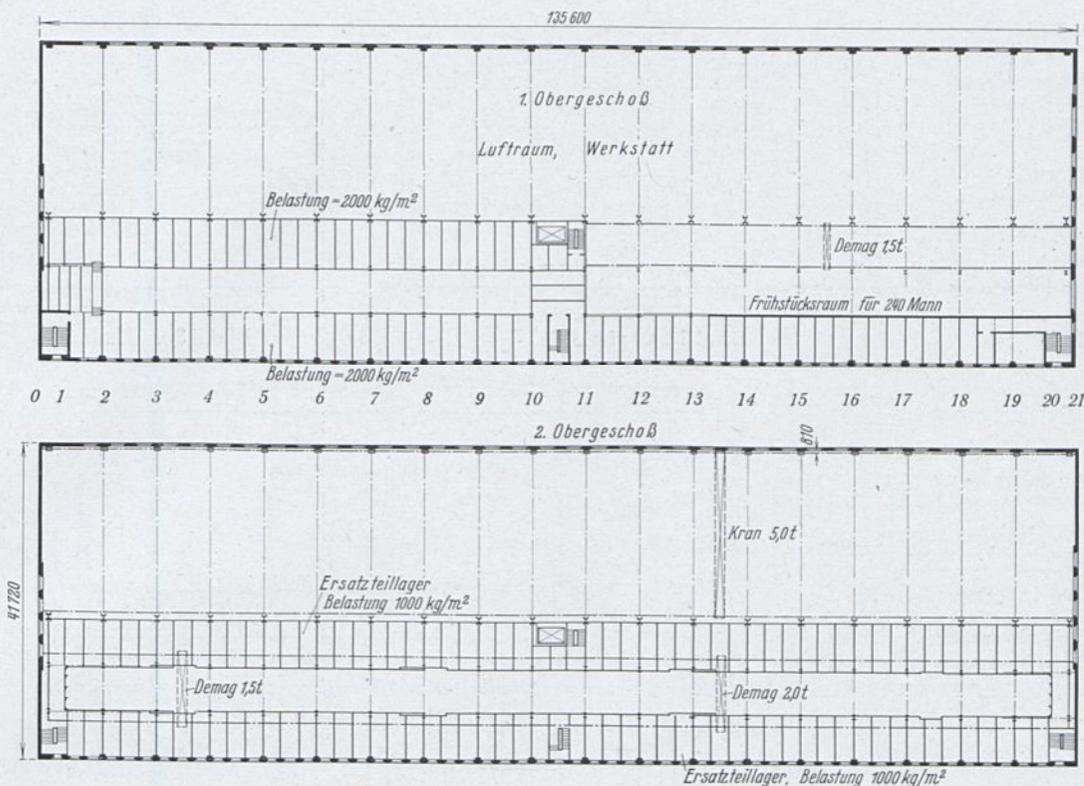


Bild 9. Grundrisse des 1. u. 2. Obergeschosses Halle 7.

7 = 7 m), da so die Pfitten bei den üblichen Handelslängen als Balken auf drei Stützen ausgeführt werden können und die auch aus luftschutstechnischen Gründen ungünstige Gelenkausbildung in Fortfall kommt, ohne daß das wirtschaftliche Ergebnis beeinträchtigt wird. Auch für Kranträger ist das Maß von 6 m günstig, da dann in den meisten Fällen ein auf drei Stützen liegendes Breitflanschprofil genügen wird. Allerdings wird man heute auch bei leichteren Kranen nicht mehr auf einen Horizontalverband verzichten können, da die nach den neuen Kranvorschriften (DIN 120) einzusetzenden Horizontalkräfte wesentlich höher als nach den früheren Annahmen sind. Bei allen Beispielen sind die Binder als Vollwandträger durchgebildet. Diese Ausbildung ist Fachwerkträgern und Walzprofilen architektonisch überlegen und bei den ausgeführten Bauten (bis 25 m Stützweite) auch wirtschaftlich, zumal sie gegenüber den Fachwerkbindern eine niedrigere Bauhöhe zuläßt. Dieser Grund — niedrige Bauhöhe sowie Einfachheit in der Bearbeitung — macht auch die in allen Bauten weitgehende Verwendung von Breitflanschträgern verständlich. Die massiven Außenwände sind bei der Werkstatt 6, der Halle 4 und der Werkstatt 7 als tragender Bauteil herangezogen worden. Man wird diese

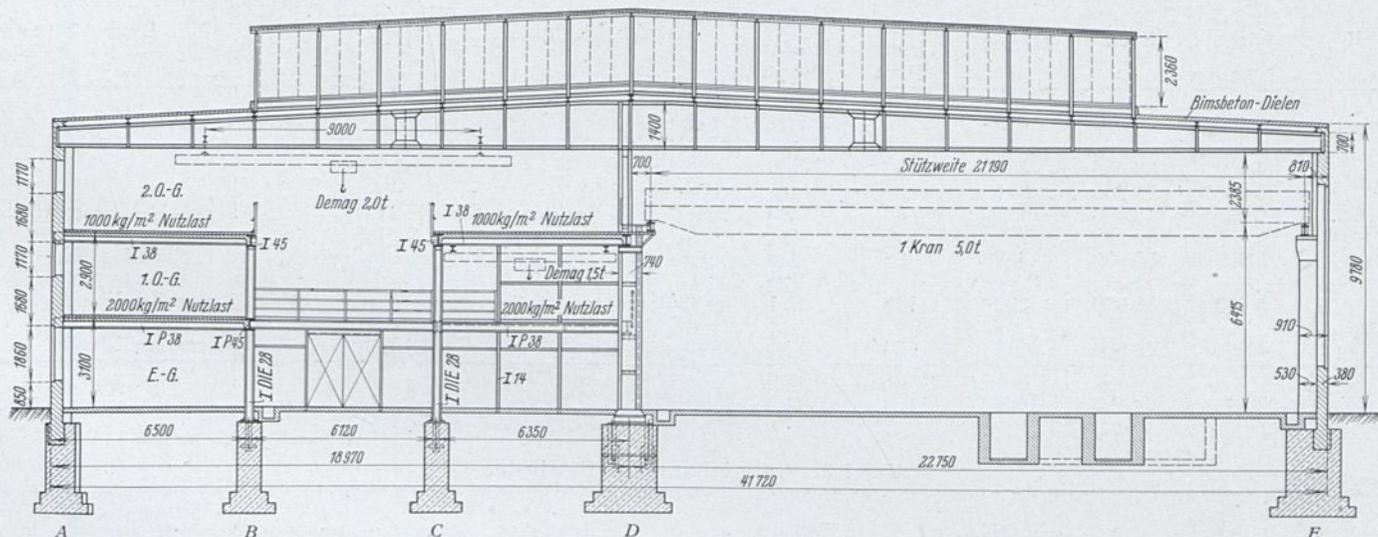


Bild 10. Querschnitt Halle 7.

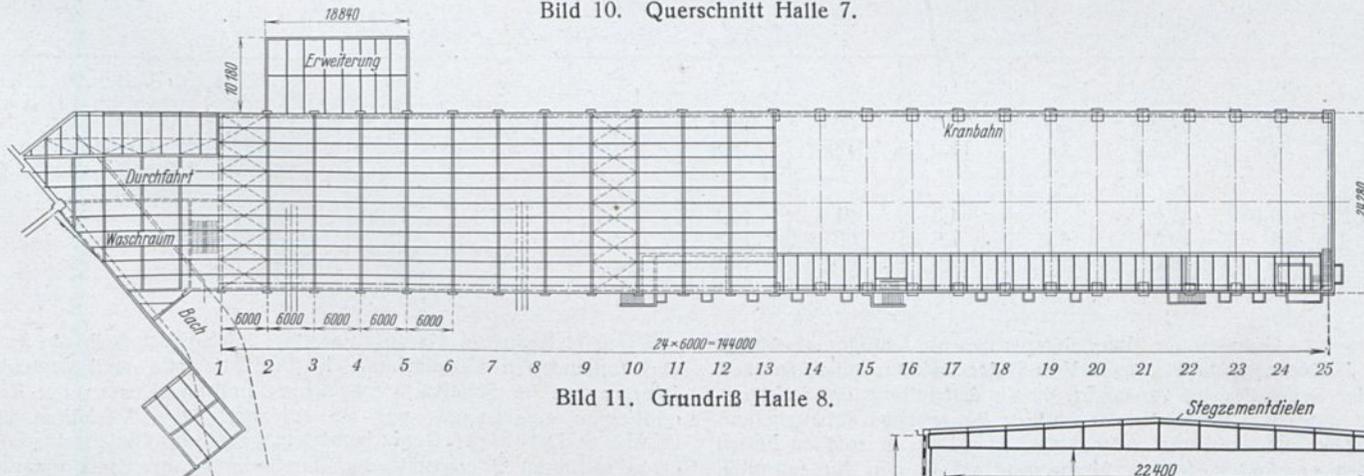


Bild 11. Grundriß Halle 8.

VI. Zusammenfassung.

In Tafel 1 sind einige Daten der unter I. bis VI. beschriebenen Bauten zusammengestellt, die darin aufgeführten Gesamtgewichte in Tafel 2 unterteilt nach Konstruktionsteilen. Bei allen Hallen ist wegen der Kosten für Bauarbeiten und Heizung das unter Berücksichtigung der betrieblichen Anforderungen niedrigste lichte Höhenmaß angestrebt worden, das bei den Beispielen zwischen 5,5 und 9,6 m liegt. — Die Dachdeckung besteht in allen Fällen aus Bimsbetonplatten und Doppelpappe und ermöglicht eine Dachneigung von 4 1/2 bis 6%. Durch die Platten ist der Pfittenabstand gegeben, der zwischen 2,0 bis 2,5 m liegt. Günstig ist die Binderentfernung von 6 m (nur bei der Werkstatt

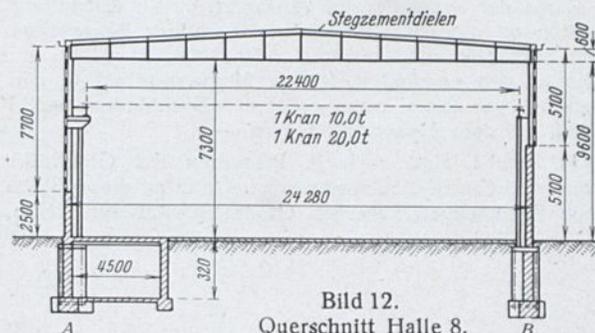


Bild 12. Querschnitt Halle 8.

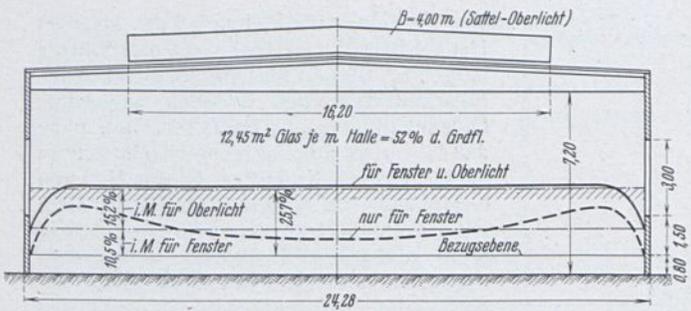


Bild 13a. Halle 2 (gilt auch für Halle 1).

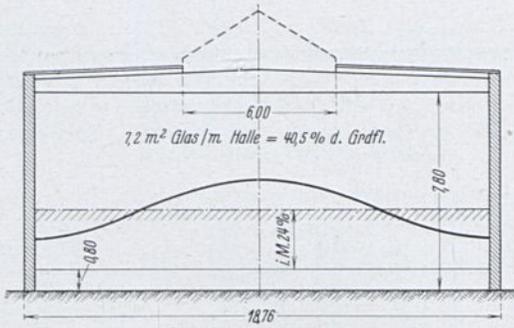


Bild 13b. Halle 4.

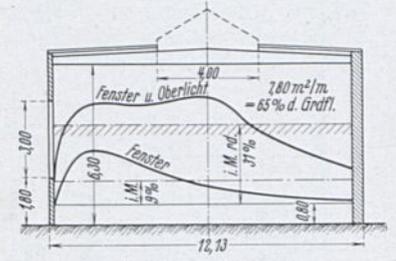


Bild 13c. Halle 5.

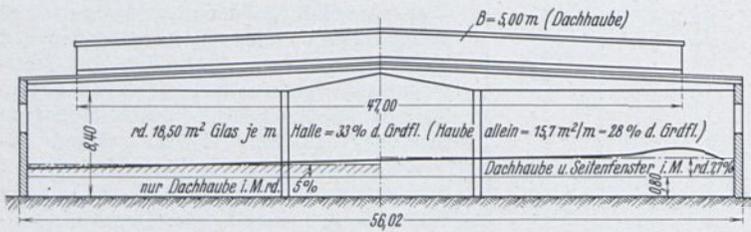


Bild 13d. Halle 6.

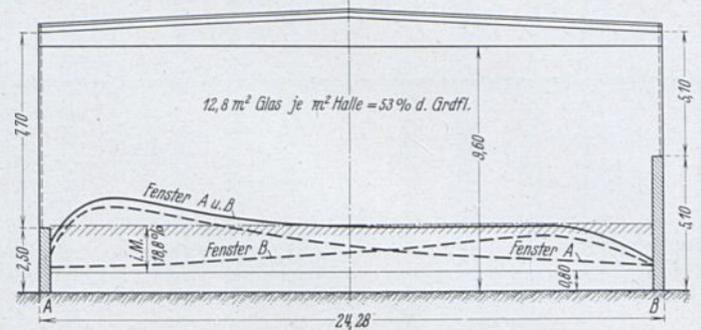


Bild 13e. Halle 8.

Tafel 1.

Nr.	Bau	Grundfläche m²	Umbauter Raum m³	Gesamt t	Gewicht		Art der Lichtquelle	Glas je m Halle m²	m² Glas je m² Grundriß %	Bemerkungen
					kg/m² Grundfläche	kg/m³ Umbauter Raum				
I	Werkstatt 1	5 400	40 000	445	82	11,2	Seitenfenster und Quer- oberlicht	13,2	58	Fachwerkwände
	" 2	4 620	38 000	380	82	10,0	wie vor	12,45	52	"
	" 3	1 080	11 200	73	68	6,5	Quer oberlicht	4,4	29,5	"
II	" 4 u. 5	2 090	16 000	117	56	7,3	Längsoberlicht (+ Seiten- licht für 5)	7,2 H. 4 7,8 H. 5	40,5 65	massive Außenwände
III	" 6	5 950	55 000	483	82	8,8	Querdachhaube	Haube = 15,7	28	Fachwerkwände
IV	" 7	5 660	58 900	890	158	15,1	Seitenfenster und Quer- dachhauben	16,6	40	massive Wände
V	" 8	4 060	43 800	612	150	14,0	Seitenfenster	12,8	53	massive Wände
		28 860	262 900	3000	i. Mittel 104	i. Mittel 11,4				

Tafel 2. Unterteilung der Gewichte.

Bau	1. Dach		2. Stützen		3. Kranträger		4. Wände		5. Sonstiges		Bemerkungen
	t	Grundriß kg/m²	t	kg/m²	t	kg/m²	t	kg/m²	t	kg/m²	
Werkstatt 1	140	26,0	92	17,0	32	5,7	36	6,6	145	27	1. für Pfetten, Binder, Dachver- bände und Dachaufbauten
" 2	170	37,0	94	20,3	60	13,0	36	7,7	20	4,2	5. für Decken, Transmissions- träger, Treppen, Geländer und ähnliches.
" 3	34	31,5	12	11,0	18	16,8	9	8,5	—	—	
" 4 u. 5	64,6	31,0	9	4,3	21	10,1	9,6	4,6	12,8	6,0	
" 6	301	50,5	45	7,6	63	10,6	9	1,5	65	11,0	
" 7	330	58,5	95	16,9	85	15,0	15	2,7	365	65,0	
" 8	203	50,0	197	48,0	85	21,0	57	14,0	70	17,0	

Ausführungsart aus Gründen der Materialersparnis wohl häufiger als bisher anwenden. Jedoch wird dabei oft ein Vorteil der Stahlbauweise, nämlich die Kürze der Baustellenszeit verringert, da die Aufstellung der Stahlkonstruktion oft von dem Fortschritt der übrigen Bauarbeiten abhängig und damit verzögert und erschwert oder verteuert wird. In solchen Fällen dürfte es sich empfehlen, leichte Montagstützen in den Außenfronten zu stellen, vor allem, wenn außer den Dachbindern auch Kranträger und Decken auf dem Mauerwerk lagern. —

In Tafel 1 sind auch in Prozenten der Grundrißfläche die aufgewendeten Glasflächen angegeben. Ohne an dieser Stelle die nicht einfachen Beziehungen zwischen Größe und Art der Lichtquellen zu den

erzielten Helligkeiten klären zu wollen, interessiert doch die Ausnutzung der vorhandenen Glasflächen. In Bild 13 a bis e sind deshalb einige Querschnitte im Schema aufgezeichnet und die Kurven der Tageslichtquotienten eingetragen, wie sie sich nach dem Verfahren von Prof. Dr. Maier-Leibnitz („Der Industriebau“) ergeben. Gleichzeitig ist auch für einen mittleren Querschnitt der Durchschnittsprozentsatz eingeschrieben sowie die Anzahl der m² Glasfläche je m Hallenlänge, so daß sich die Vergleiche von selbst ergeben.

Hingewiesen sei nur auf den geringen Wirkungsgrad der Dachhauben, wobei noch zu berücksichtigen ist, daß auch die Stahlkonstruktion für diese Art Lichtquelle verhältnismäßig schwer wird (vgl. Tafel 1).

## Einige Hallenbauten in Stahl.

Von G. Mensch VDI, Beratender Ingenieur VBI, Berlin-Charlottenburg.

Nachstehend sollen einige bemerkenswerte Hallenbauten in Stahl, deren konstruktive und statische Bearbeitung im Bauingenieur-Büro des Verfassers vorgenommen wurde, beschrieben werden.

### 1. Wagenhalle für den Straßenbahnhof Berlin-Britz der Berliner Verkehrs-Betriebe A.-G.

Die Berliner Verkehrs-Betriebe-A.-G. (B.V.G.) hat in den Jahren 1927 und 1928 in Berlin-Britz einen Straßenbahnhof errichtet nach dem Entwurf von Architekt Jean Krämer, bestehend aus einem Hallenbau für 300 Straßenbahnwagen und einer Wohnsiedlung mit 320 Wohnungen für ihre Angestellten und Arbeiter.

Derartige Anlagen hat die B.V.G. mehrere in Berlin zur Ausführung gebracht, und zwar im Norden Berlins in der Müllerstraße<sup>1)</sup> und in Charlottenburg in der Königin-Elisabeth-Straße<sup>2)</sup>.

Ein anschauliches Bild von der Gesamtanlage gewinnt man aus Bild 1, welches das Modell darstellt. Aus Bild 2 ist der Grundriß der Stahlkonstruktion einer Seitenhalle und aus Bild 3 der Querschnitt ersichtlich. Man sieht, daß die Halle aus zwei hohen Seitenhallen und einer niedrigeren Mittelhalle besteht. Die letztere ist beheizbar und aus diesem Grunde der umbaute Raum möglichst gering gehalten. Sie dient als Hauptmontage- und Reinigungshalle. Die nutzbare Breite der Seitenhallen beträgt 35,61 m und die der Mittelhalle 24,44 m. Während die Traufe bei den Seitenhallen 9,75 m hoch liegt und ihr First 10,5 m, beträgt die lichte Höhe der Mittelhalle nur 5,23 m.

Alle drei Hallen haben eine Länge von 186,18 m.

Aus dem Querschnitt ist ersichtlich, daß in allen drei Hallen Unterbauten zur Schaffung von Gleisgruben vorhanden sind. In der Mittelhalle ist ein Teil ohne Gleisgruben ausgeführt, in dem Einbauten untergebracht sind.

<sup>1)</sup> Bauing. 1928, Heft 21.

<sup>2)</sup> Stahlbau 1935, Heft 1.

Besonderer Wert wurde auf gute und gleichmäßige Belichtung gelegt. Die Seitenhallen haben, wie Bild 3 u. 7 zeigen, hohe durchgehende seitliche Fensterbänder erhalten, während die Mittelhalle ihr Licht durch schräge Oberlichter, die sich gegen den Obergurt der Fachwerkbinder stützen, erhält (s. Bild 3). Wegen der Beheizbarkeit ist unter den schrägen Oberlichtern noch eine waagerechte Glasdecke ausgeführt (s. Bild 5 u. 8).

Bezüglich der Anordnung und baulichen Durchbildung der Tragwerke ist folgendes zu sagen:

Die in 8 m Abstand stehenden Binder (s. Bild 2, 3 u. 4) sind in den beiden Seitenhallen als vollwandige Zweigelenrahmen ausgeführt und für die Mittelhalle als Fachwerkträger. Die Seitenhallenbinder haben kastenförmigen Querschnitt erhalten, deren Stegblechhöhe im First 900 mm und am Beginn der Rundungen des Riegels 1500 mm beträgt. In den Rahmenstielen, deren Stegbleche am Fuß 850 mm und am Beginn der Rundung 1650 mm hoch sind, sind die Abfallrohre untergebracht. Um diese zugänglich zu machen, sind die nach der Halle zu gelegenen offenen Seiten zwischen den Stegblechen mit abnehmbaren Blechen geschlossen worden. Die Gurtplatten sind bei den Riegeln und

Stielquerschnitten 500 mm breit. Die als Balken auf zwei Stützen berechneten Pfetten tragen eine durchlaufende 10 cm dicke Hohlsteindecke und erhielten eine beiderseitige Stelzung zur Erhöhung ihrer Seitensteifigkeit, da sie auch gleichzeitig zur Aussteifung der Binder-Rahmen-

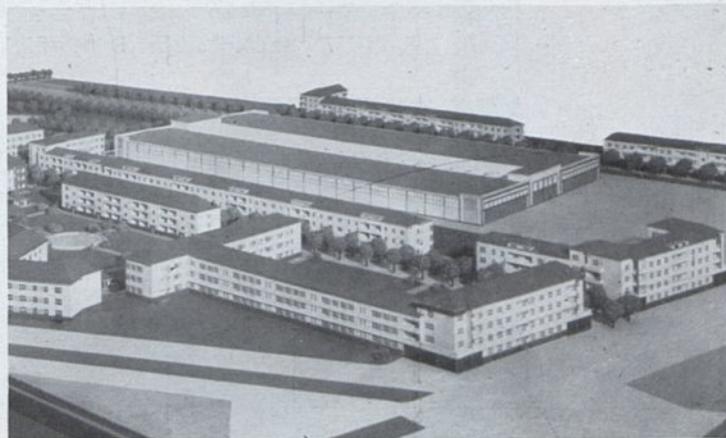


Bild 1. Straßenbahnhof Britz. Modellaufnahme.

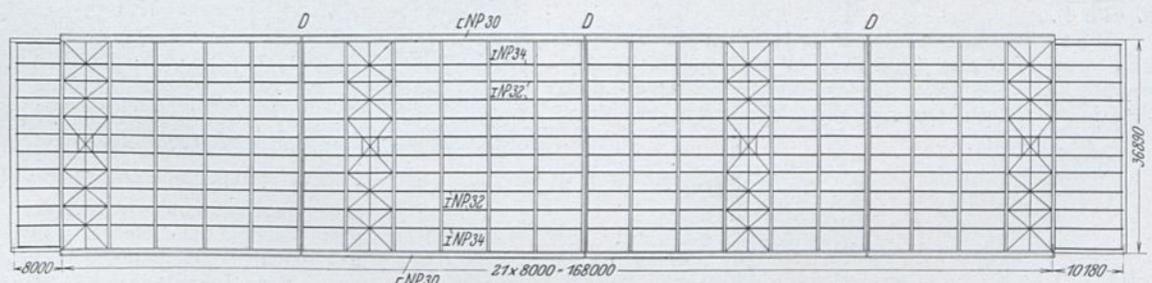


Bild 2. Straßenbahnhof Britz. Grundriß einer Seitenhalle.

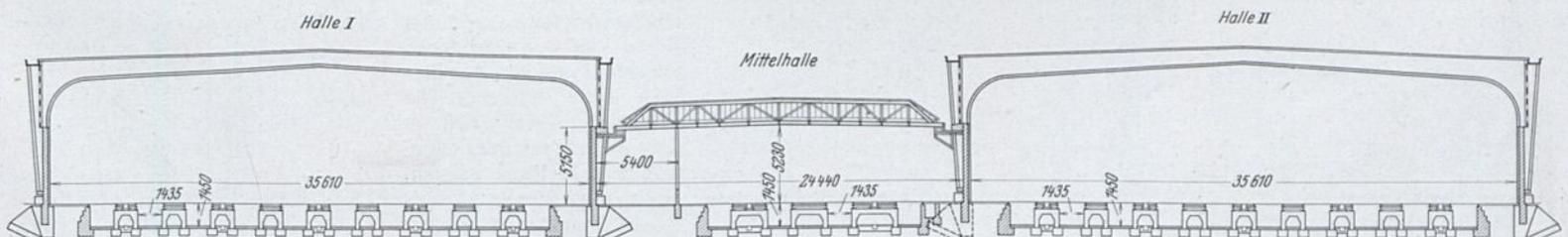


Bild 3. Straßenbahnhof Britz. Querschnitt.



Die Ausbildung der Fugen zeigt Bild 6.

An baulichen Einzelheiten sind noch bemerkenswert die Ausbildung der Binderfußkonstruktion der Seitenhallen (s. Bild 4) und die Ausbildung der Rinnen mit ihren großen Querschnitten für die Mittelhalle (s. Bild 3 u. 4).

Hingewiesen möge noch werden auf die durch die Anordnung der Fenster und Oberlichter erzielte gleichmäßige Belichtung der Hallen (Bild 7 u. 8).

**2. Die neue Montagehalle für die Transformatorenfabrik der AEG. in Berlin-Schöneeweide.**

Die neue Montagehalle ist eine Erweiterung der bestehenden, die für den neuzeitlichen Bau von Transformatoren mit großen Abmessungen und großen Gewichten nicht mehr ausreichte. Die Achsen der alten und der neuen Halle sind senkrecht zueinander angeordnet worden (Bild 9),



Bild 9. Montagehalle Schöneeweide. Ansicht der neuen Halle; im Hintergrunde die alte Halle.

damit die Krane der neuen Halle in die alte hineinfahren können. Der Versand der fertigen Erzeugnisse muß nämlich aus der alten Halle, in der die Anschlußgleise liegen, erfolgen. Die neue Montagehalle hat eine Breite von 33 m (Bild 10) und eine Länge von 93,50 m. Die Firsthöhe beträgt 21,55 m und die Höhe an der Traufe 20,50 m. Für die Beförderung der großen Lasten wurden zwei Kranbahnen übereinander angeordnet, die beide in die alte Halle geführt sind. Die Schienenoberkanten liegen 11 bzw. 16 m über Kellerfußboden. Auf der oberen Kranbahn fahren zwei elektrisch betriebene Laufkrane mit je 100 t Tragkraft und 30 t Hilfshub, die durch Lasttraversen zum Befördern von Lasten bis zu 200 t gekoppelt werden können. In 11 m Höhe laufen zwei elektrisch betriebene Krane mit je 50 t Tragkraft und 15 t Hilfshub. Die Spurweite der Laufkrane beträgt 28,90 m. An sechs

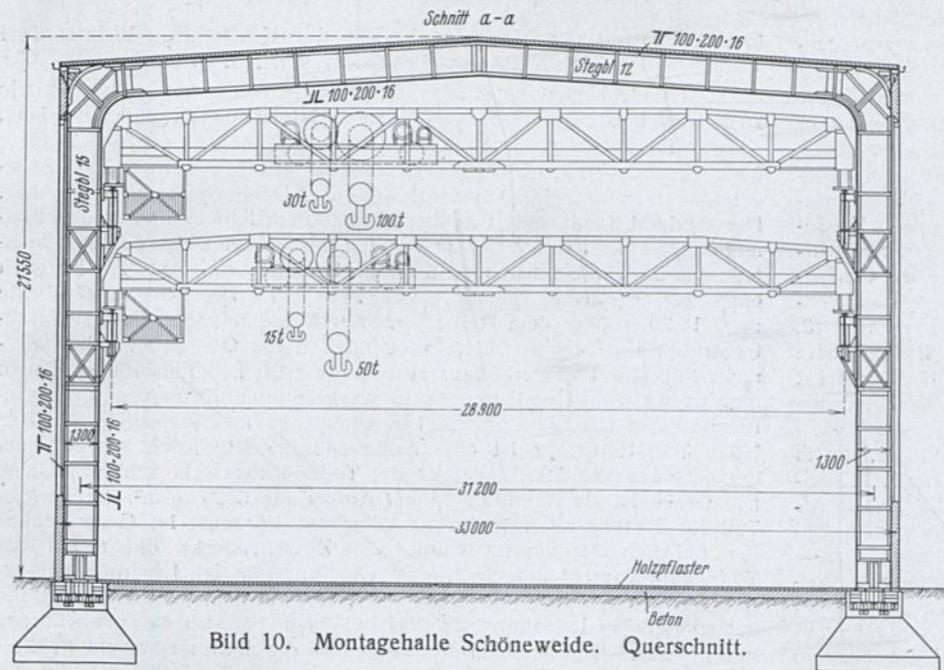


Bild 10. Montagehalle Schöneeweide. Querschnitt.

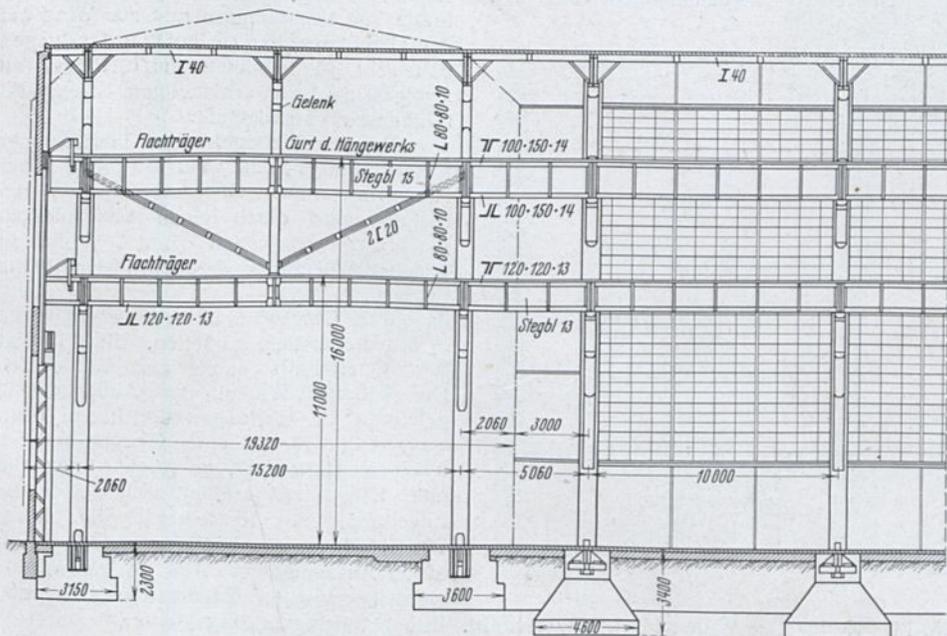


Bild 11. Montagehalle Schöneeweide. Längsschnitt.

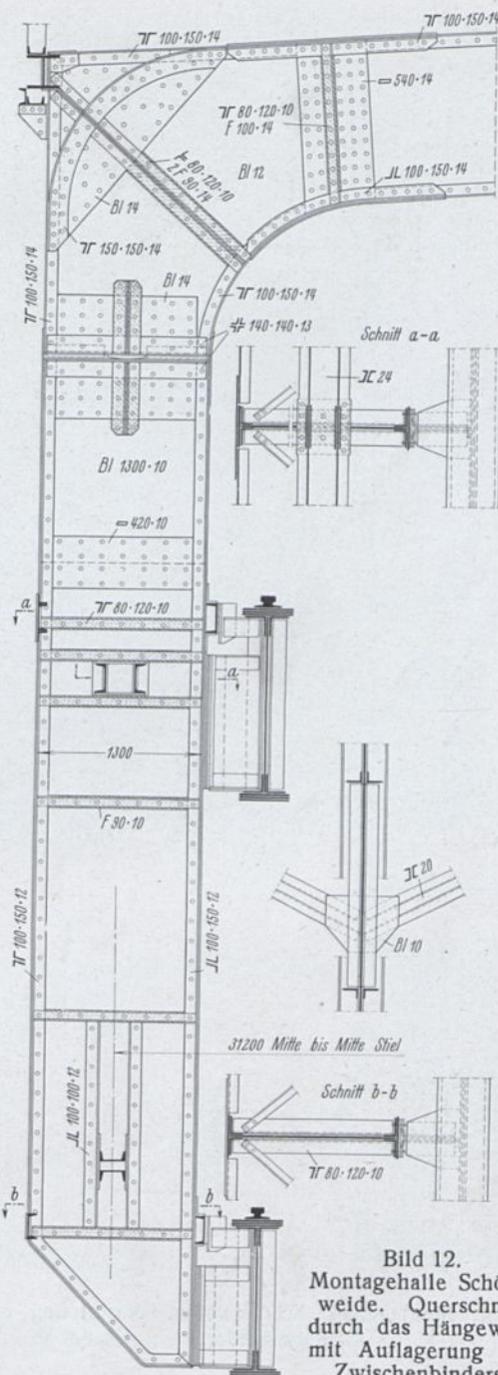


Bild 12. Montagehalle Schöneeweide. Querschnitt durch das Hängewerk mit Auflagerung des Zwischenbinders.

Binderstielen sind Schwenkkrane von je 2 t Tragkraft angebracht. Das Haupttragwerk besteht aus vollwandigen Zweigelenrahmen von 31,2 m Stützweite, die normal in 10 m Abstand und im Bereich der alten Halle in 15,20 m Abstand angeordnet sind. Zwischen den Stielen der innerhalb der alten Halle stehenden Binder sind Hängewerke gespannt, auf die ein Zwischenbinder abgestützt ist (Bild 11). Der Zwischenbinder wurde als Balken auf zwei Stützen berechnet und in der gleichen Form wie die oberen Teile der Regelbinder ausgeführt. Der Gurt und die beiden Schrägen der Hängewerke bestehen aus zwei  $\square$ -Profilen (s. Bild 11), der Pfosten dagegen hat die Breite der normalen Binderstiele, ist nach oben über den Gurt hinaus um fast 2 m verlängert und trägt den zentrisch gelagerten Zwischenbinder.

In der waagerechten Ebene ist das Hängewerk festgelegt durch die beiden Flachträger, die in der Ebene der Kranträgerobergurte liegen und auch diese aussteifen. Diese Flachträger haben ebenso wie die Kranträger die Stützweite von 15,20 m gleich dem Abstand der beiden Hauptbinder. Damit die Kranträger bei ihrer Belastung sich ungehindert senkrecht durchbiegen können, ohne die Hängewerke und die Flachträger zu belasten, sind entsprechende Führungen ausgebildet, die in Bild 12 dargestellt sind. Dieses Bild zeigt auch noch die Anschlüsse der Flachträger und die zentrische Lagerung des Zwischenbinders.

Einige bemerkenswerte Einzelheiten der Ausbildung der Regelbinder mit dem Anschluß der Flachträger, des Auflagerpunktes der Kranträger auf den Konsolen, die breiten Querschnitte der Gurtungen und den Fußpunkt zeigt Bild 13.

Die Rahmenstiele der drei Binder nächst dem Giebel sind durch Riegel aus Blechträgern, die in Höhe der Kranbahnträger liegen, zu zweigeschossigen Stockwerkrahmen zusammengefaßt worden. Als Pfosten der Stockwerkrahmen dienen die äußeren Gurtungen der Binderstiele. Die Kran-

bahnträger sind Balken auf zwei Stützen aus Blechträgern von 1,20 bzw. 1,50 m Stegblechhöhe, deren Obergurte durch Fachwerkflachträger ausgesteift sind. Zusammen mit den dreistieligen Stockwerkrahmen dienen die Flachträger als Knickaussteifung der Rahmenstiele quer zur Binderachse. Die Umfassungswände bestehen aus Stahlfachwerk mit 25 cm dicker Ausmauerung. Die Stiele und Riegel sind um 13 cm hinter die äußere Wandflucht zurückgesetzt. In den Längswänden werden die anteiligen Windkräfte durch die Wandstiele auf die Fachwerkflachträger und auf die waagerechten Träger, die die Fensteröffnung oben und unten abschließen, übertragen, die sie in die Binderstiele überleiten (s. Bild 10). Die Fachwerkstiele in der Giebelwand sind vom Fundament bis zur Dachebene für waagerechte Kräfte freitragend. In der Dachebene ist ein Windverband angeordnet worden, der die auf den Giebel wirkenden Windkräfte in die zweigeschossigen Längsrahmen überleitet. Durch den Windverband und durch die Pfetten werden die Rahmenriegel quer zur Binderebene ausgesteift. Die Eindeckung der Halle erfolgte mit Doppelpappe auf einer 8 cm dicken Leichtsteindecke. Die in der hofseitigen Längswand stehenden Binderstiele tragen außen Konsole zur Aufnahme einer Hofkranbahn für einen elektrisch betriebenen Laufkran von 40 m Spurweite und 20 t Tragkraft. Die Stahlkonstruktionen werden, entsprechend den amtlichen Vorschriften, mit 1400 bzw. 1600 kg/cm<sup>2</sup> beansprucht.

Der Entwurf wurde von Oberingenieur Heideck der Fabrikenoberleitung der AEG. aufgestellt. Die statische und konstruktive Durcharbeitung wurde im Büro des Verfassers durchgeführt. Die Ausführung der Stahlkonstruktion erfolgte durch die Firma Krupp-Drückenmüller, Berlin-Tempelhof.

### 3. Erweiterung des Maschinenhauses der Kraftstation Wilmersdorf des Elektrizitätswerkes Südwest A.-G. in Berlin.

Der neue Hallenbau dient zur Aufnahme von zwei Turbinen mit je 25 000 kW Leistungsfähigkeit. Die Halle ist 19 m breit und 72 m lang. An den Traufen liegt die Hallenoberkante 20,78 m und am First 21,68 m über Gelände (Bild 14 u. 15). Als Binder wurden vollwandige Zweigelenrahmen mit 18,10 m Stützweite und 21 m Systemhöhe gewählt. Der Binderabstand beträgt in den Mittelfeldern 8,58 m und in den Endfeldern 9,50 m. Für den Einbau und den Ausbau der schweren Maschinenteile wurde ein elektrisch betriebener Laufkran von 70 t Tragfähigkeit eingebaut, der eine Spurweite von 16 m hat. Die Schienenoberkante liegt 16,20 m über dem Hallenflur. Als Kranbahnträger wurden Blechträger mit 1 m Stegblechhöhe verwendet, deren Obergurt durch waagrecht liegende Fachwerkträger ausgesteift ist. Die Flachträger dienen gleichzeitig zur Überleitung von waagerechten Kräften aus Katzenbremsen und aus Wind auf die Längswände in die Binderstiele. In 8 m Höhe über Hallenflur ist eine Zwischendecke angeordnet worden, auf der auch schwere Maschinenteile der Turbine abgestellt werden können. Die Decke ist im Anschlußfeld am Altbau für 6000 kg/m<sup>2</sup>, im übrigen Teil für 2000 kg/m<sup>2</sup> Verkehrslast berechnet worden. Im Gegensatz zu der üblichen Ausführung wurde die Zwischendecke direkt auf das Turbinenfundament aufgelegt, weil eine unabhängige Lagerung auf besonderen Stützen wegen des beengten Raumes unterbleiben mußte. Dank der sorgfältigen Isolierung der Deckenaufleger hat sich diese Ausführung gut bewährt. Die Kellerdecke wurde für die Last aus einem Spezialwagen von 100 t Tragfähigkeit berechnet, der die Maschinenteile auf normalspurigem Gleis in die Halle befördert. Zur Aufnahme der Längs-

kräfte aus Kranbremsen und aus Wind auf den Giebel wurden die äußeren Gurtungen von acht Binderstielen durch Riegel zu zweigeschossigen achtstieligen Stockwerkrahmen zusammengefaßt.

Die oberen Riegel liegen in Höhe der Kranbahnträger, die unteren 8 m über Hallenflur. Der Obergurt des unteren Riegels wird durch einen vollwandigen Flachträger ausgesteift (Bild 16), der in gleicher Weise wie der in 16,20 m Höhe liegende Fachwerk-Flachträger dazu dient, die auf die Längswand wirkenden Windkräfte in die Binderstiele zu leiten. Bild 17 zeigt den Querschnitt durch den Binderstiel. Die äußeren Winkel der Außengurtung gehen in die Gurtungen der Riegel über, was aus Bild 18, das einen Gesamtüberblick über die Halle gibt, hervorgeht. An die eine Längswand schließt sich später die Erweiterung des Kesselhauses an. Diese Wand besteht aus Stahlfachwerk mit 25 cm dicker Ausmauerung. Alle übrigen Wände werden zwischen Eisenbetonstielen und Eisenbetonstützen ausgemauert.

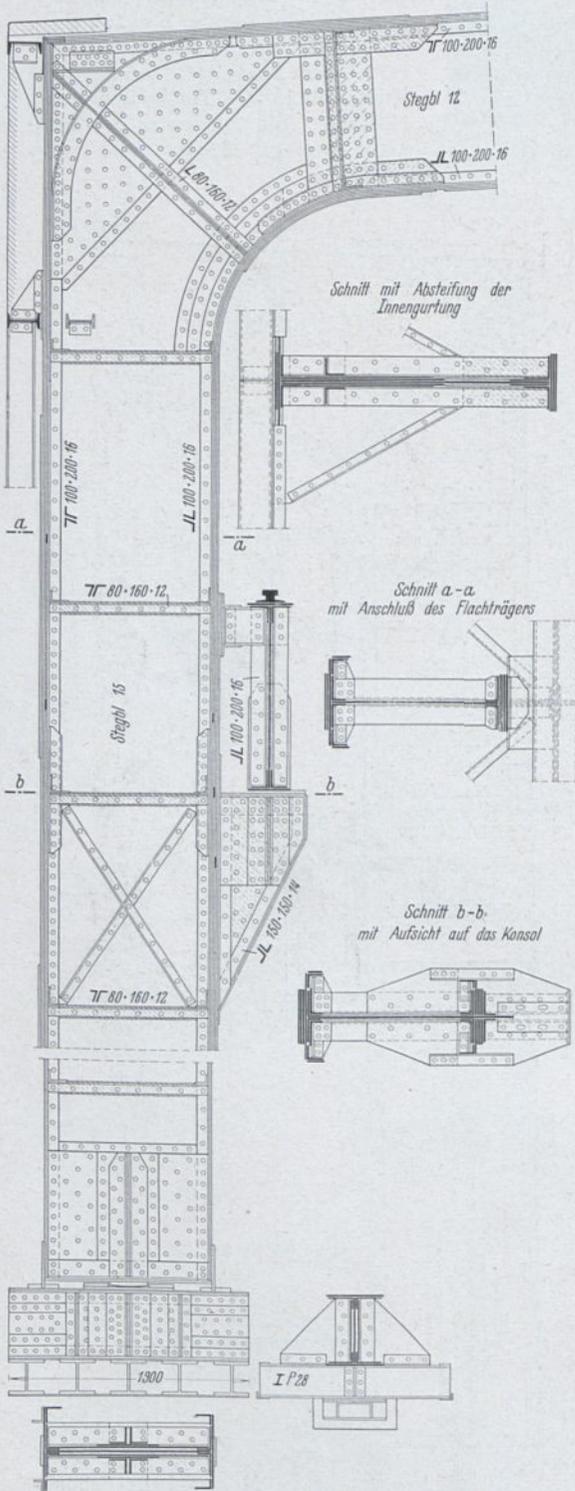


Bild 13. Montagehalle Schönevide. Ausbildung der Regelbinder.

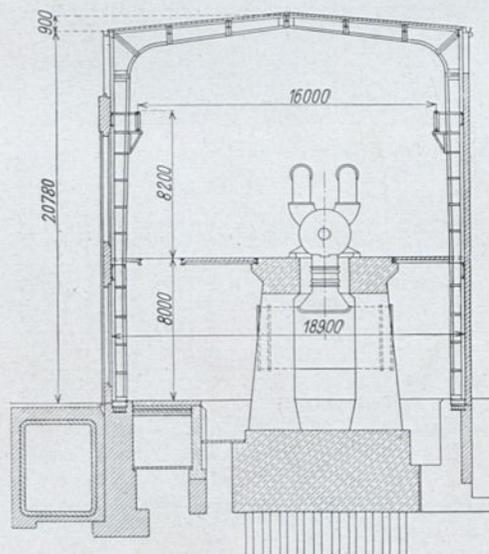


Bild 14. Kraftstation Wilmersdorf. Querschnitt.

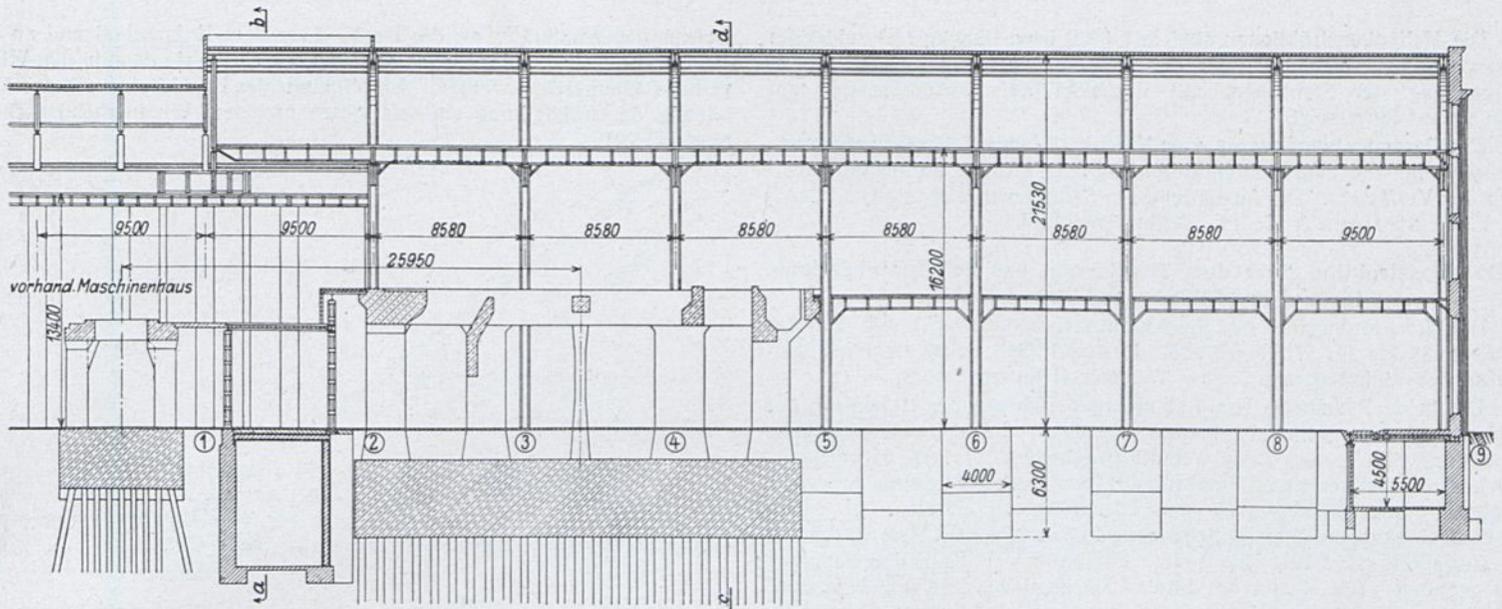


Bild 15. Kraftstation Wilmersdorf. Längsschnitt.

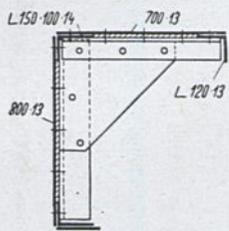


Bild 16. Querschnitt des unteren Binderwandriegels.

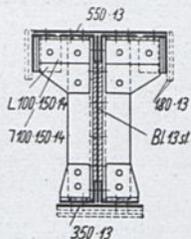


Bild 17. Querschnitt durch die Binderstiele.

Bild 16 u. 17. Kraftstation Wilmersdorf.



Bild 18. Kraftstation Wilmersdorf. Innenansicht der Halle.

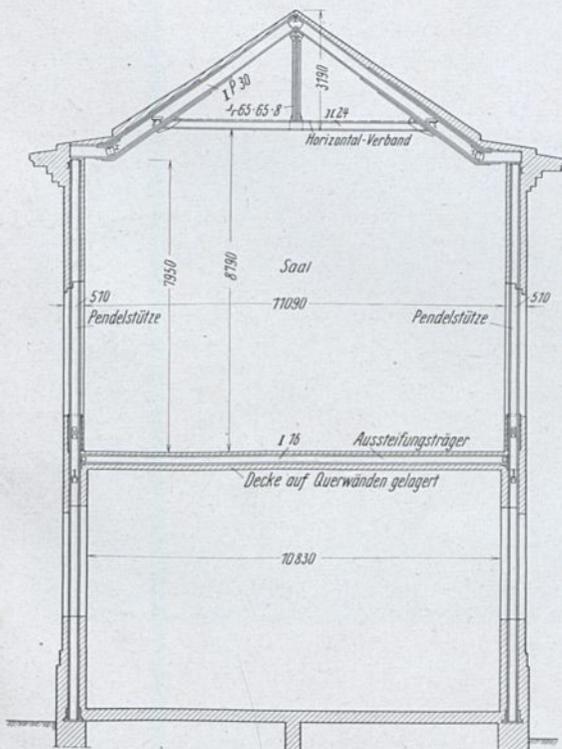


Bild 19. Theatersaal des Propagandaministeriums. Querschnitt.

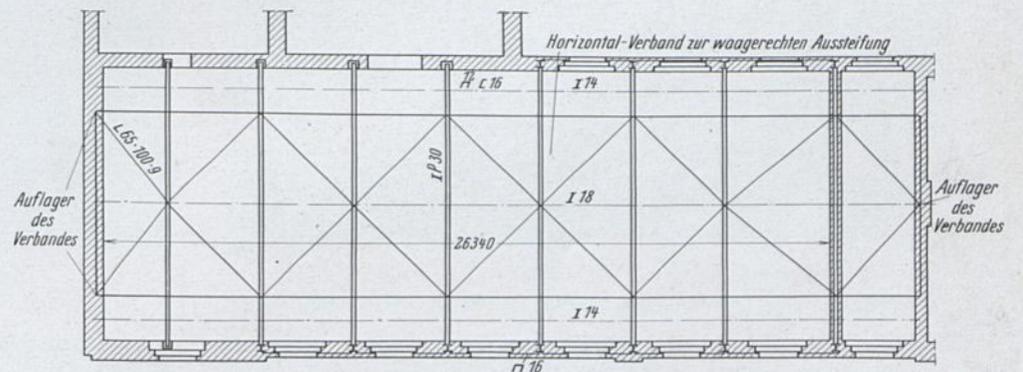


Bild 20. Theatersaal des Propagandaministeriums. Grundriß.

Die Hallenkonstruktionen sind mit 1400 bzw. 1600 kg/cm<sup>2</sup> zulässiger Beanspruchung gerechnet. Bei den Decken wurde die zulässige Beanspruchung der Stahlträger mit Rücksicht auf Erschütterungen auf 1200 kg/cm<sup>2</sup> festgesetzt.

Der Gesamtentwurf wurde vom Elektrizitätswerk Südwest aufgestellt. Die statische und konstruktive Durcharbeitung erfolgte im Bauingenieurbüro des Verfassers. Die Ausführung der Stahlkonstruktion geschah durch die Firma Steffens & Nölle, Berlin-Tempelhof.

#### 4. Dachkonstruktion über dem Theatersaal des Reichsministeriums für Volksaufklärung und Propaganda.

Der Erweiterungsbau des Reichsministeriums erstreckt sich von der Mauerstraße bis zur Wilhelmstraße. In dem Flügel neben dem Schinkelbau an der Wilhelmstraße ist der Theatersaal untergebracht.

Die lichte Raumhöhe von 7,95 m ergab sich aus der Höhenlage des Gesimses des von Schinkel erbauten Eckhauses. Für die architektonische Ausbildung des Theatersaales war die gegebene Höhe nicht ausreichend. Durch eine entsprechende Durchbildung der Dachkonstruktion war eine möglichst große Lichthöhe für den Theatersaal zu erzielen. Es wurde ein Dreigelenkbogen mit hochliegendem Zugband, das im First aufgehängt ist, ausgeführt (Bild 19). Die äußere Dachform war durch den Schinkelbau gegeben. Die Riegel der Binder bestehen aus IP 30 mit je zwei Lamellen — 350 × 10. Das Zugband, das zugleich als Deckenträger für die bis 4,30 m weitgespannte Decke aus Kleineschen Hohlsteinen dient, wird aus zwei □ 24 gebildet. Zur Aufnahme der waagerechten Kräfte wurde in Höhe des Zugbandes ein Windverband angeordnet, der die anfallenden Windkräfte auf die Giebelwände überleitet (Bild 20). In den schlanken Frontwandpfeilern sind Pendelstützen angeordnet worden,

welche die Windkräfte an die Decke über dem Erdgeschoß und an die waagerechten Riegel der Binder abgeben, durch die sie dann in den Windverband übergeleitet werden. Einzelheiten des Dachbinders mit der Ausbildung der Auflagerung auf der Stütze und dem Windverbandsanschluß zeigt Bild 21.

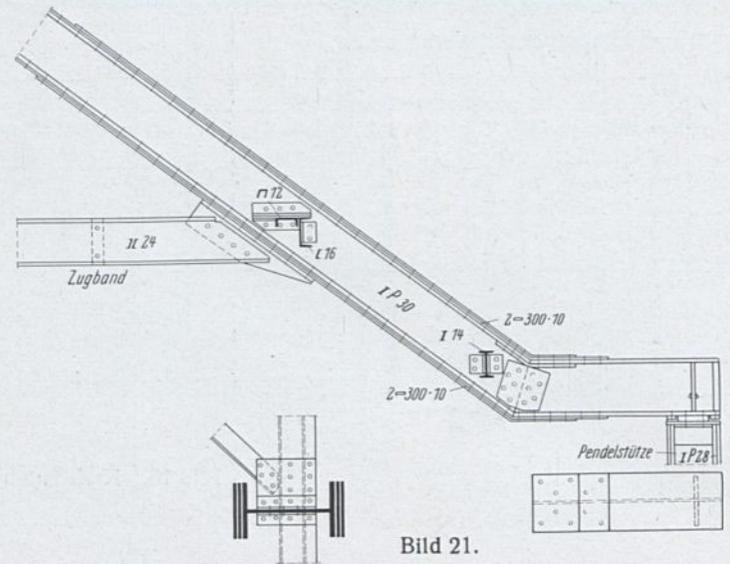


Bild 21.

Theatersaal des Propagandaministeriums. Ausbildung der Dachbinder.

## Allgemeine Gesichtspunkte für den Entwurf von Ausstellungs- und Kongreßhallen.

Von Prof. Dr.-Ing. K. Klöppel, Darmstadt.

Die Großhalle war schon immer der Repräsentant des Stahlhochbaues und für dessen Entwicklungsstand von großer Wichtigkeit. Ihre Bedeutung ist aber in den letzten Jahren durch den gewaltigen Aufschwung des Ausstellungswesens, der politischen und sonstigen Gemeinschaftsveranstaltungen sowie des Hallensportes noch wesentlich gestiegen. Das besondere Kennzeichen der neuen Aufgaben auf diesem Gebiet ist vor allem die Vielseitigkeit der Zweckbestimmung solcher neuzeitlicher Großhallen. Kundgebungen der Partei, festliche Großveranstaltungen, Kameradschaftsabende von Großbetrieben, Richtfeste für Großbauten, Theateraufführungen, musikalische Veranstaltungen und Vorträge sind es einerseits, Radrennen, Reit- und Fahrturniere, Zirkuskünste, Handball, Eishockey, Leichtathletik und Boxkämpfe andererseits, wofür eine neuzeitliche Großhalle, die heute in den meisten Großstädten Deutschlands zur Notwendigkeit geworden ist, möglichst gleichermaßen gut geeignet sein soll. Die Ausnutzbarkeit der Halle ist ferner noch durch deren Unterteilbarkeit in Einzelräume für kleinere und gleichzeitig stattfindende Veranstaltungen zu steigern.

Diese Vielzahl der Verwendungsmöglichkeiten einer Halle erfordert gründliche Durchdringung der Entwurfsarbeiten mit organisatorischen und betrieblichen Fragen, und zwar weit über die Berücksichtigung der einschlägigen Baupolizeibestimmungen hinaus, die in manchen Punkten den neuesten Anforderungen noch gar nicht nachkommen konnten. Welche Bedeutung ist allein der zweckmäßigen Angliederung der zahlreichen Nebenräume beizumessen! Festliche Begebenheiten bedingen aber auch einen würdigen Rahmen, dem eine reine Zweckmäßigkeit der Bauaufgabe nicht gerecht werden kann. In dieser Hinsicht werden gerade heute mit Recht besonders große Anforderungen gestellt.

Rein statisch-konstruktive Fragen der Überwindung des Hallenraumes werden bei Wahl der Stahlbauweise gegenüber den organisatorisch-

großer Spannweiten verfügt und entsprechend große Tragkonstruktionen im Brückenbau jahrzehntelang erprobt hat. Auch die Anpassungsfähigkeit der Stahlbauweise an die verschiedenen baulichen Anforderungen kann im Hallenbau kaum erschöpft werden. Es sind also dem entwerfenden Ingenieur und Architekten bei den wohl zu erwartenden Spannweiten stählerner Großhallen keine statisch-konstruktiven Grenzen gesetzt; er kann vielmehr beim Entwerfen der Halle von allen anderen Forderungen ausgehen und die Bewältigung der baukonstruktiven Aufgabe dem Stahlbauer

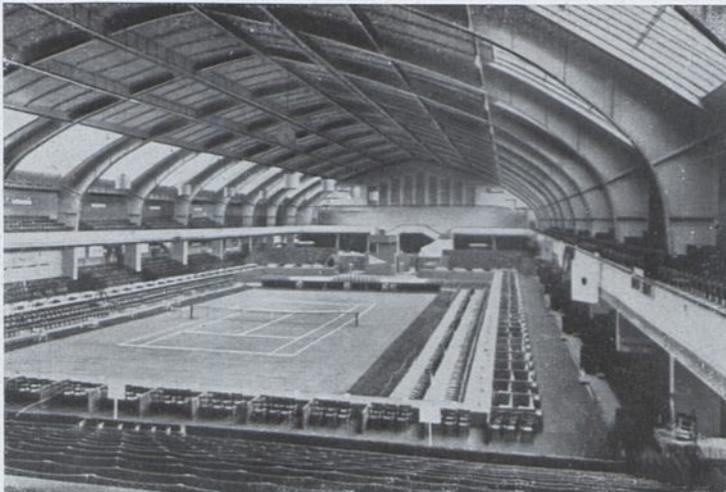


Bild 1. Ausstellungshalle II, Berlin.

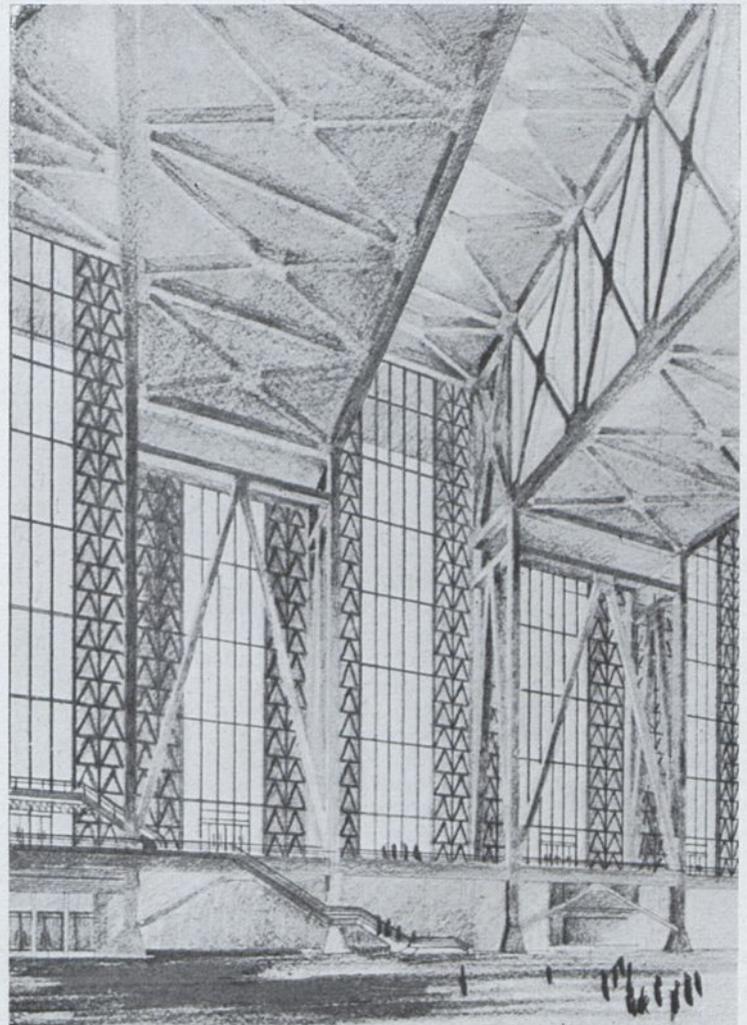


Bild 2. Entwurf Granet für die Pariser Ausstellungshalle.  
Stützweite 256 m, Gesamtbreite 338 m, Gesamtlänge 483 m, lichte Höhe 48 m.

betrieblichen und ästhetischen Anforderungen weit zurücktreten. Würde sich doch der Stahlbau selbst dann vor keine grundsätzlichen baulichen Schwierigkeiten gestellt sehen, wenn ein Mehrfaches der jetzt üblichen Binderspannweiten in Betracht käme, weil er unter allen Bauweisen über die vielseitigsten und elegantesten Möglichkeiten der Überbrückung

überlassen. Damit soll beileibe nicht dem Gegenteil von Zusammenarbeit aller am Entwurf Beteiligten das Wort geredet werden! Denn schon bei der Gestaltung der ganzen Hallenanlage spielt natürlich die Wahl des Tragsystems eine entscheidende Rolle und der Zweck dieser Ausführungen besteht gerade auch darin, dem Stahlbauingenieur durch Weitung seines

streng fachlichen Blickfeldes die Mitarbeit an der Lösung der Gesamtheit aller beim Entwurf einer Großhalle zu bewältigenden Aufgaben zu erleichtern.

Wenden wir uns zunächst kurz der ästhetischen Seite des Entwurfes zu. Hierüber läßt sich bekanntlich streiten, denn innerhalb gewisser Grenzen wird das Für und Wider eines Entwurfes Ansichts- und Zeitsache sein und bleiben. Außerhalb dieser Grenzen stehen selbstverständlich einerseits die ganz verunglückten Entwürfe und andererseits die wahren und daher zeitlich unabhängigen Kunstschöpfungen. In dem Bemühen, solche überragende Bauwerke zu schaffen, wird der Entwerfende leicht geneigt sein, sich oberhalb der Grenze von Ansichts- und Zeitsache zu wägen. Hierüber kann aber wohl erst nach großen Zeiträumen entschieden werden. Man soll deshalb diesen Urteilspruch der Nachwelt überlassen und sich damit abfinden, daß ein Hallenbau wie überhaupt jedes andere Bauwerk bei den Zeitgenossen stets ebenso Anerkennung wie Ablehnung finden wird. Am gleichmäßigsten und zuverlässigsten wird das Urteil der Allgemeinheit sein. Der Fachmann ist meist befangen, selbstverständlich ohne es zu wissen. Wir Ingenieure haben im allgemeinen den Fehler begangen, unsere Bauwerke zu sehr für die Fachwelt statt für die Allgemeinheit zu bauen, die für fachlich bewundernswürdige, häufig aber doch nur entwicklungstechnisch bedingte und gerechtfertigte Einzelheiten oder Tragsysteme keinen Blick haben kann. Um so zuverlässiger ist das Urteil der Allgemeinheit für die voraussichtliche „Wertbeständigkeit“ einer baulichen Leistung. Diese allgemeinen Ausführungen sollen erkennen lassen, daß Aussicht auf dauernde schönheitliche Anerkennung nur einfachste, klare Tragwerksformen haben und keine statisch und konstruktiv ausgetüftelten. Es vermag zwar auch die Kühnheit der Tragkonstruktion, die im Hallenbau durch die Weite des stützenlos überspannten Raumes veranschaulicht wird, Bewunderung zu erregen und die Entdeckung ästhetischer Mängel zu erschweren; aber dieses Mittel kann heute bei weitem nicht mehr in dem gleichstarken Maße wirken wie in früheren Jahrzehnten, weil das menschliche Auge in dieser Hinsicht — beispielsweise schon durch unsere großen Bahnhofshallen — verwöhnt ist. Es sei denn, es würden noch wesentlich größere Spannweiten als bisher angewandt. Aber auch dann würden sich mit dem weiteren technischen Fortschritt und der Gewöhnung die Augen der Allgemeinheit auf die Gestaltung des Bauwerkes richten. Man sollte sich deshalb nicht zu sehr auf den überwältigenden Eindruck der Ausmaße eines Hallenbaues verlassen, vielmehr z. B. lieber auf die architektonisch oft recht reizvolle Anordnung einer stählernen, außerordentlich schlank wirkenden Zwischenstütze zurückgreifen. Die Sichtmöglichkeit in der Halle braucht dadurch kaum nennenswert beeinträchtigt zu werden, während bekanntlich die Wirtschaftlichkeit der Tragkonstruktion nicht unwesentlich erhöht wird.

Die klare Linienführung einfacher Tragwerke ist also auf alle Fälle anzustreben, wobei auch die schlanke Form der stählernen Tragglieder geeignet ist, den Eindruck der Kühnheit ohne wesentliche Überschreitung der bisher im Großhallenbau üblichen Spannweiten hervorzurufen und den Fortschritt der Bauweise zu veranschaulichen. Mit vollwandigen Rahmenbindern sind solche vorbildliche Lösungen mehrfach gelungen (Bild 1). Dagegen hat man das Fachwerk als sichtbare Haupttragwerke im Hallenbau weitgehend ausgeschaltet; allein schon in Anbetracht seiner wirtschaftlichen Vorteile bei den im Großhallenbau üblichen Spannweiten sollte man sich damit nicht ohne weiteres abfinden. Heute ist von „Leichtbau“ viel die Rede; dabei wird eigenartigerweise vergessen, daß das Fachwerk Leichtbau im wahrsten Sinne dieses Begriffes ist, denn theoretisch läßt sich bekanntlich jeder Fachwerkstab voll ausnutzen, und bei Kleinhaltung der „Konstruktionsziffer“ — was allerdings häufig die Wirtschaftlichkeit wieder etwas einschränkt — kann man der theoretisch 100 prozentigen Anpassungsfähigkeit des Fachwerkes auch praktisch sehr nahe kommen. Mit Hilfe der Schweißtechnik, die als Verbindungsmittel der Stäbe in vorwiegend ruhend belasteten Fachwerken bei nicht allzu großen Blechdicken das gleiche Vertrauen wie die Niettechnik verdient, läßt sich das Fachwerk noch besser ausnutzen. Montagerücksichten werden allerdings die ausschließliche Verschweißung der Fachwerkstäbe nicht immer gestatten. — Von größeren Stützweiten ab und bei nicht allzu sehr beschränkten Bauhöhen wird das Fachwerk bei geschickter Ausnutzung und Anordnung auch hinsichtlich des absoluten Stahlverbrauches im Hallenbau wohl überhaupt von keiner anderen stahlverwendenden Bauweise zu schlagen sein.

Seiner wirtschaftlichen Überlegenheit wegen wird das Fachwerk im Großhallenbau in der Regel dann bevorzugt, wenn es über eine Decke zu liegen kommt, also im eigentlichen Hallenraume nicht sichtbar ist. Es sprechen manche später zu erwähnende betriebliche Gründe für die Einschaltung einer Zwischendecke unterhalb des Fachwerkes. Auch dann wird aber häufig oberflächlicherweise behauptet, die Zwischendecke habe lediglich die Aufgabe, die Fachwerkkonstruktion zu verdecken. Es wird eine Zukunftsaufgabe der Stahlbauindustrie sein, den Nachweis zu erbringen, daß auch Fachwerkkonstruktionen dem repräsentativen Charakter

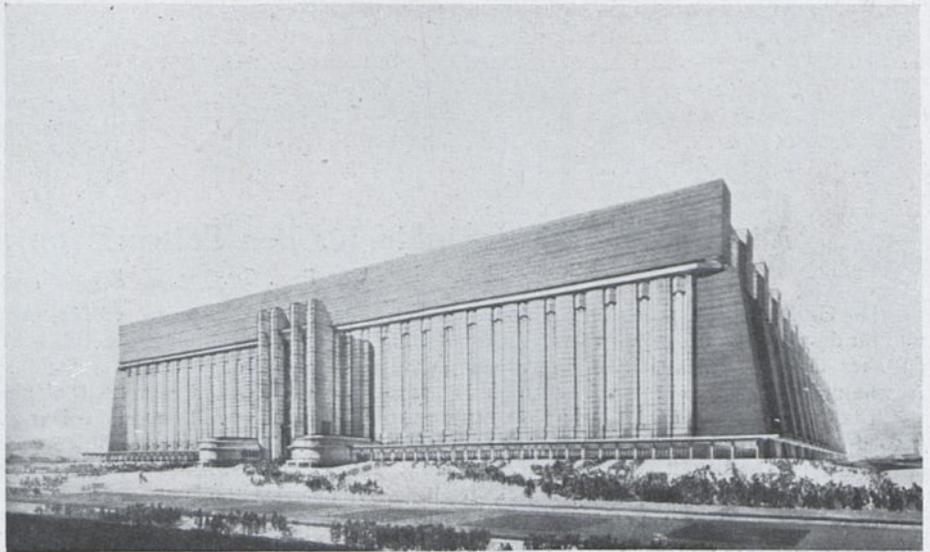


Bild 3. Entwurf Tournon und Chappey für die Pariser Ausstellungshalle.  
Stützweite 261 m, Hallenlänge 473 m, lichte Höhe 48 m.

großer, besonders hoher Hallenbauten gerecht werden können. Dabei sollte vor allem der Wahl des von den Abmessungen des Hallenquerschnitts abhängigen Maßstabverhältnisses der Fachwerkgliederung größte Beachtung geschenkt werden. Im Brückenbau hat man auch erkannt, daß das Fachwerk meist durch die in theoretischer und konstruktiver Hinsicht wohl günstigste, ästhetisch aber oft störende Weitmaschigkeit in Mißkredit geraten ist. Diese Weitmaschigkeit seiner Gliederung stand häufig nicht im Einklang mit den Größenverhältnissen der Gesamtanlage der Brücke, wozu auch deren unmittelbare Umgebung gehört. Beispielsweise kommt die ornamentale Wirkung des Rautensystems parallelgurtiger Fachwerke bei kurzgespannten Brücken nicht zustande, weil sich die Rauten nicht oft genug wiederholen und das Verhältnis von Höhe zu Stützweite des Trägers zu groß ist. Es sei ferner daran erinnert, daß es keine Problematik der schönheitlichen Wirkung des Fachwerkes gab, solange engmaschige Systeme überwogen. Wie sehr die harmonische Abstimmung von Hallenhöhe, -breite, -länge und Fachwerkgliederung für den schönheitlichen Eindruck der Tragkonstruktion entscheidend ist, wird wohl jeder in positiver Richtung empfinden, wenn er eine der gewaltigen Frankfurter Luftschiffhallen betritt. Hier belebt das Fachwerk und wirkt

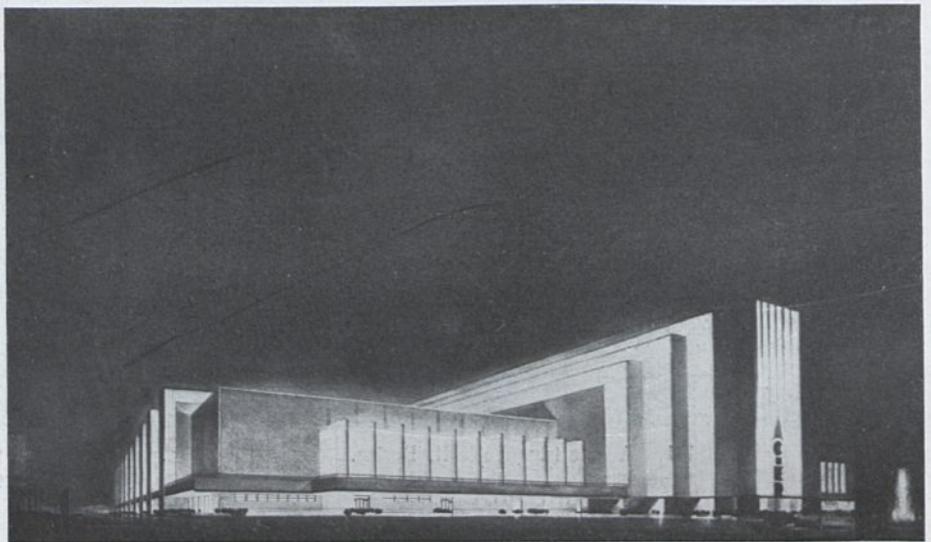


Bild 4. Entwurf A. und P. Fournier für die Pariser Ausstellungshalle.  
Stützweite der mittleren Längsbinder 351 m, Stützweite der beiderseitigen Querbinder 135 m, größte Hallenlänge 507 m, größte Hallenbreite 381 m, lichte Höhe 37 m.

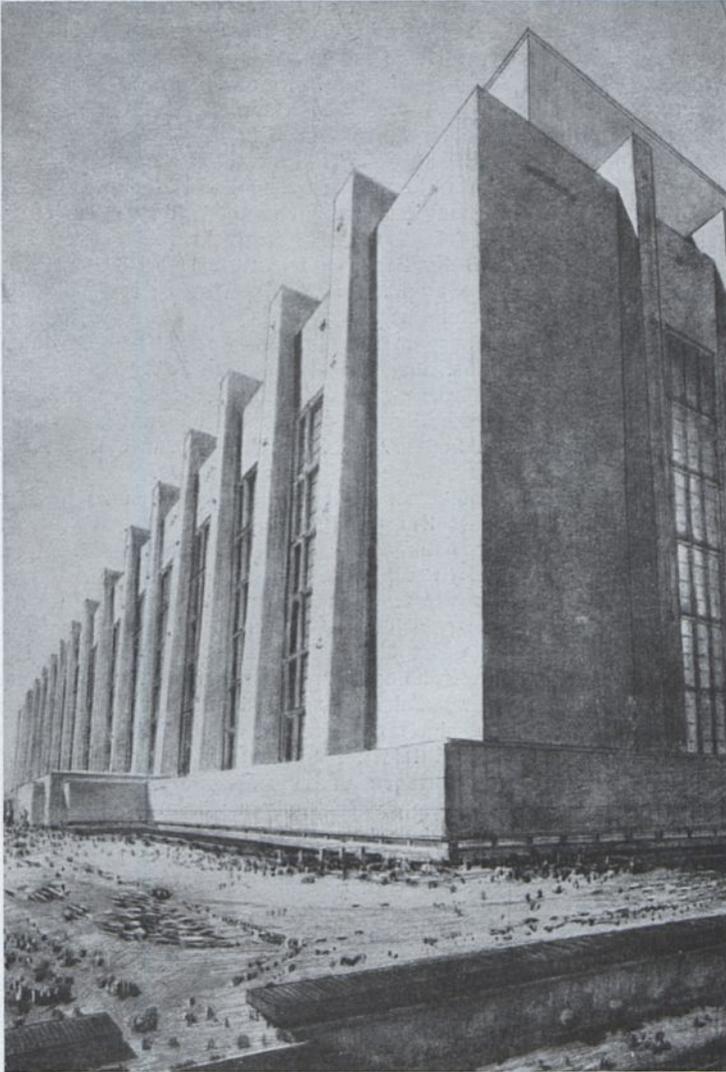


Bild 5. Entwurf C. u. D. Letrosne für die Pariser Ausstellungshalle.  
Stützweite 354 m, Gesamtlänge 396 m, Gesamtbreite 396 m, lichte Höhe 75 m.

durch die zahlreiche Wiederholung der Einzelbinder geradezu rhythmisch, aber keinesfalls störend oder gar häßlich. Im Verhältnis zu der gewaltigen Höhe dieser Halle erscheinen die an sich recht stattlichen stählernen Binder filigranartig. Damit soll nicht etwa unter allen Umständen für das filigranartig wirkende Fachwerk bei Großhallen eingetreten werden. Vielmehr sollten bei Spannweiten von mehr als 150 m und beträchtlichen Höhen der Hallen auf deren Ausmaße gut abgestimmte weitmaschige Fachwerkstrukturen mit dicken — am besten geschweißten kastenförmigen — Stäben Monumentalwirkungen hervorrufen, wie sie schon Bild 2 andeutet. Hier bestünde auch die Möglichkeit der Verwendung von mehrteiligen oder

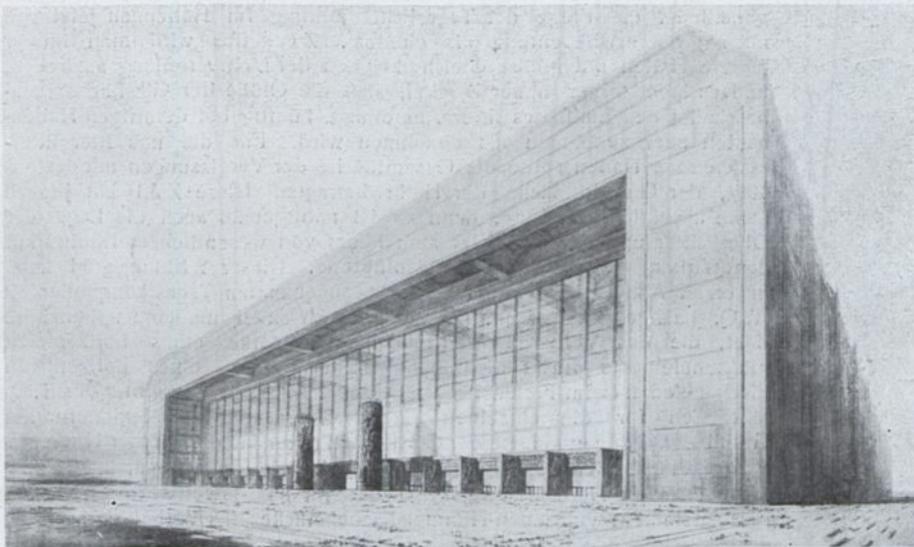


Bild 6. Entwurf Molin, Nicod und Boulanger für die Pariser Ausstellungshalle.  
Stützweite 277 m, Gesamtbreite 373 m, Gesamtlänge 532 m, lichte Höhe 80 m.

kastenförmigen Druckstäben mit Betonkern, die eine etwa 33prozentige Erhöhung der sonst zulässigen Beanspruchung des Stahls gestatten würden<sup>1)</sup>. Dadurch erhöht sich zugleich die Feuer- und Korrosionsbeständigkeit, und es könnte auch an Querschotten und anderen Aussteifungen gespart werden.

Überhaupt sollte bei solchen weitgespannten Hallenbindern die Möglichkeit der Kombination von Stahl und Beton auf den Bemessungsgrundlagen für stählerne Tragwerke versucht werden. Von der Eisenbetonseite ist gerade für weitgespannte Fachwerke und für ähnliche Bauaufgaben bereits eine solche Verbindung mit dem Stahlbau hergestellt. Auch die Möglichkeit der Vorspannungen solcher Tragwerke wäre hierbei zu untersuchen.

Breitflanschige I-Träger, die ohnehin für die Herstellung größerer, durch ihre gleichmäßige Stabbreite ruhig wirkender Fachwerkträger immer mehr bevorzugt werden, können sich ebenfalls für die Entwicklung solcher massiv wirkender Fachwerke recht gut eignen. Selbstverständlich wird dann nicht der kleinste in der Fachwerkbauweise mögliche Baustoffaufwand erreicht, es ist aber auch im Brückenbau zugunsten eines ästhetischen Vorteils der gleiche begrüßenswerte Weg in letzter Zeit oft besprochen worden.

Im übrigen sollte der Kastenquerschnitt auch bei vollwandigen Stahlkonstruktionen im Hallenbau aus ästhetischen Gründen Beachtung finden. Besonders schön müßten die aus dem Boden kommenden Pfosten vollwandiger Rahmenbinder wirken. Die Schweißtechnik könnte hier ebenfalls wertvolle Dienste leisten. Die Bedenken, daß im Innern der Kastenprofile Rostgefahr zu gewärtigen sei, sind meines Erachtens dann, wenn die Konstruktion dem Witterungseinfluß gänzlich entzogen ist und Schwitzwasserbildung kaum oder nur in geringem Maße auftreten kann, nicht gerechtfertigt. Dem Verfasser sind bei eifrigster Nachforschung keine Fälle solcher innenwandiger Verrostungen bekanntgeworden. Die Erklärung für dieses günstige Verhalten der gegen die Außenluft gut abgeschlossenen Hohlstäbe ist wohl darin zu suchen, daß einerseits im Innern des Stabes die Sauerstoffzufuhr nur gering ist und kein Feuchtigkeitswechsel stattfindet und andererseits der vorhandene Sauerstoff aber genügt, um die Fugen und Spalten in den Wandungen durch Rostansätze abzudichten. Darauf führt z. B. der Wagenbau seine günstigen Erfahrungen mit Hohlprofilen zurück, die in diesen Fällen auch noch der Witterung und der rauen Behandlung im Eisenbahnverkehr ausgesetzt sind. Daß sowohl bei vollwandigen als auch bei fachwerkartigen Hallentragwerken durch Verwendung massiv wirkender Stahlkonstruktionen mit Hohlquerschnitten die anzustrebende Monumentalwirkung des Halleninnern gesteigert werden kann, läßt sich auch auf Grund dessen erwarten, daß selbst in Festräumen hölzerne Fachwerke, die im Vergleich zum entsprechenden Stahlfachwerk massiv wirken, von der Allgemeinheit kaum als störend empfunden werden. Gewiß ist diese Feststellung zum Teil auch darauf zurückzuführen, daß das Holz in allen Räumen als Werkstoff für Gebrauchs- und Ausstattungsstücke von alters her heimisch ist, aber gerade dadurch wird bewiesen, daß es nicht an dem Fachwerk als Tragwerksform liegt, wenn es mitunter als störend empfunden wird. Auf Grund solcher Betrachtungen müßte man es wohl bedauern, wenn das stählerne Fachwerk fernerhin als architektonisches Ausdrucksmittel im Großhallenbau vernachlässigt oder gar von vornherein bei Entwurfsarbeiten ausgeschlossen würde.

Ausgehend von dem geforderten Fassungsvermögen einer Halle bildet die Wahl ihres Grundrisses und ihrer Höhenentwicklung die wichtigste Entscheidung der statisch-konstruktiven Entwurfsbearbeitung. Wir wollen an dieser Stelle von der Betrachtung der rein architektonischen Aufgabe der Außengestaltung einer Großhalle absehen, jedoch nicht ohne der Schwierigkeiten zu gedenken, die dabei insbesondere die harmonische und zweckmäßige Angliederung der Nebenräume verursachen kann. Hierüber vermittelt schon die Aufzählung der für eine neuzeitliche Großhalle in Betracht kommenden Nebenräume einen Begriff: Gaststätten, Eingangshallen, Erfrischungsräume, Küchen, Kleiderablagen, Kassen, Geschäftsräume, Ankleideräume, Brausebäder, Massageräume, Arzt- und Röntgenräume, Wasch- und Abortanlagen, Reithallen, Pferdestallungen, Heiz- und Entlüftungsräume, Werkstätten, Lager, Kelleranlagen, Umformerwerk, Verkaufsstände usw.

Es sei auch noch mit den Bildern 3 bis 6, die eine Reihe der preisgekrönten Entwürfe des französischen Wettbewerbes zur Erlangung eines allerdings nicht verwirklichten Projektes für eine überragende Großhalle der vorjährigen Pariser Weltausstellung wiedergeben, auf die Monumentalwirkung des Äußeren großer stählerner Kongreß- und Ausstellungshallen hingewiesen, die in nichts mehr an schuppenartige, nach reiner Zweckmäßigkeit hergestellte Industriehallen erinnern, an die der Laie leider meist ausschließlich denkt, wenn er von Stahlhallen hört.

<sup>1)</sup> Klöppel, Ztrbl. d. Bauv. 1935, Heft 28.

Der statisch natürliche Grundriß einer Halle ist das langgestreckte Rechteck, dessen kleine Seite die Binderspannweite bildet. Die Mindestweite größerer Hallen von der in Rede stehenden Art ist jedoch so groß, daß bei vorgeschriebenem Fassungsvermögen und völliger Unabhängigkeit der Halle von Größe und Lage des Bauplatzes sich das Verhältnis der beiden Rechteckseiten wohl kaum größer als zwei ergibt. Die untere

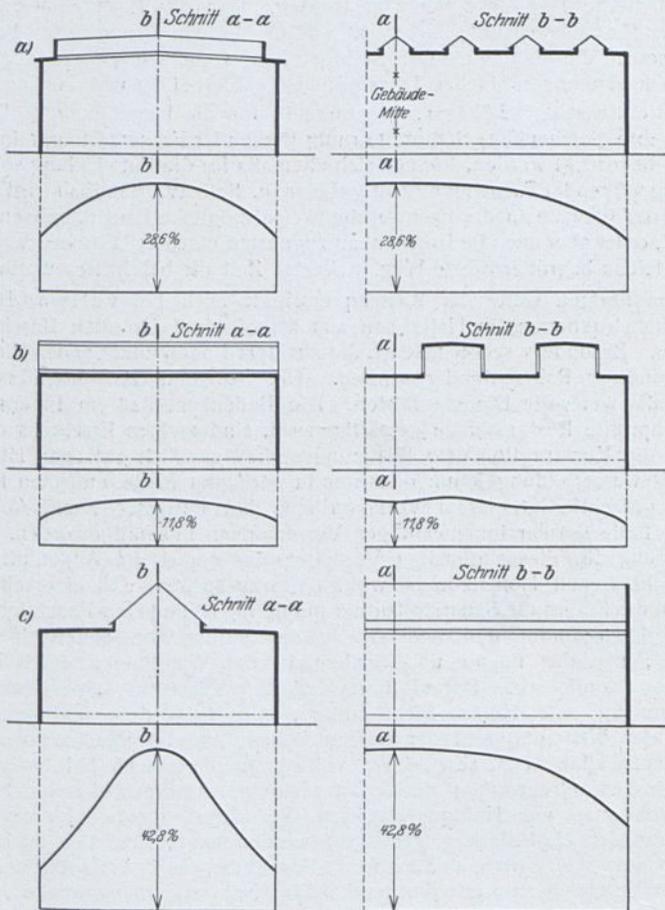


Bild 7. Tageslichtquotienten.

Grenze wird bei neuen Großhallen bei etwa 1,3 liegen, das Quadrat dürfte kaum als Grundriß gewählt werden. Selbst wenn die Halle so groß würde, daß eine Quadratseite die für Kampfspiele oder Laufwettbewerbe erforderliche Langseite des Spielfeldes oder der Laufbahn hergäbe, würde man ein Rechteck (s. Bild 1) bevorzugen, weil der weitaus größte Teil der Zuschauer dann näher an den Geschehnissen sitzt als bei der quadratischen Grundrißlösung. Die Entfernung der Zuschauer von der Kampfbahn ist aber für die Preiswürdigkeit der Plätze neben der Sichtmöglichkeit, die in einer neuzeitlichen Sporthalle überhaupt selbstverständliche Grundbedingung ist, von größter Wichtigkeit. So gewinnt die Frage der Grundrißlösung sogar noch eine unmittelbar lukrative Bedeutung. Aus den gleichen Gründen schalten kreisrunde Grundrisse für derartige Hallen gänzlich aus. Damit bleibt auch die grundsätzliche

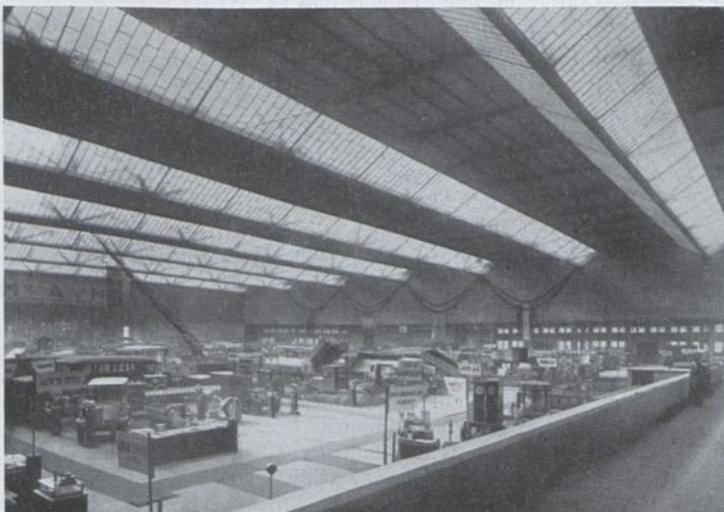


Bild 8. Messehalle VII, Leipzig.

Ausnutzung einer Grundrißrichtung, und zwar der kleineren Rechteckseite als Spannweite des Dachtragwerkes im neuzeitlichen Hallenbau dominierend, was auch in Übereinstimmung steht mit unseren großen Ausstellungshallen in Berlin und Leipzig. Es gibt hierfür noch eine Reihe weiterer Gründe. Unter ihnen spielt die leichtmögliche und raumsparende Aufteilung des prismatischen Innenraumes in Ausstellungsbojen eine wichtige Rolle. Auch größtmögliche Gleichwertigkeit der Ausstellungsstände ist für die wirtschaftliche Ausnutzung der Halle unentbehrlich. Die Erfüllung dieser Forderung ist u. a. davon abhängig, ob sich der bei stark besuchten Ausstellungen heute unentbehrliche zwangsläufige Rundgang so anlegen läßt, daß der Besucher leicht die Übersicht behält und ihn deshalb als zwanglos empfindet. Auch in dieser Hinsicht ist der rechteckige Grundriß mit betonter Längs- und Querachse im Vorteil, weil dadurch die Selbstorientierung im Zusammenhang mit der übersichtlichen Anordnungsmöglichkeit von Ein- und Ausgang nicht unwesentlich erleichtert wird. Bei dem üblichen kleinen Seitenverhältnis des rechteckigen Grundrisses dürften auch die räumlichen Voraussetzungen für die wichtige Kontaktwirkung zwischen Redner und Zuhörerschaft sowie für die gute Hörsamkeit der Halle durchaus ausreichend erfüllt sein.

Um die Zuschauer möglichst dicht an die Sportarena zu plazieren, kann sich der Einbau eines Ranges (Galerie) empfehlen. Davon wird deren Höhenentwicklung naturgemäß maßgebend beeinflusst. Gegen allzu hohe Hallen sprechen schlechte Hörsamkeit auf den überaus wichtigen Parkettplätzen sowie teure Erwärmung des Raumes. Da ohne mechanische Lüftererneuerung in diesen Hallen nicht auszukommen ist, schaltet auch der Vorteil des größeren Luftraumes einer höheren Halle für das Wohlbefinden der Zuhörer und Zuschauer aus. Mithin sollte der Einbau mehrerer übereinanderliegender Ränge nicht erstrebenswert sein, zumal auch die unbedingt erforderliche Sichtmöglichkeit bei den oberen Rängen zu stark in Mitleidenschaft gezogen würde, so daß diese Plätze nur wenig Geld einbringen und die Mehrkosten für die große Höhe der Halle vielleicht kaum zu rechtfertigen wären. Nur für Hallen, bei denen sportliche und Schauveranstaltungen gegenüber Kundgebungen und Konzerten stark zurücktreten, könnte man wie bei Theaterräumen in diesem Punkte zu einem anderen Ergebnis kommen.

In der Regel wird also bei den neuzeitlichen Großhallen mit vielseitigem Verwendungszweck die Anordnung nur eines Ranges in Betracht kommen. Um die Sichtmöglichkeit der darunterliegenden teuren Plätze nicht zu beeinträchtigen, muß der Rang durch eine weitausladende Kragkonstruktion geringer Bauhöhe getragen werden. Solche Tragwerke bereiten in der Stahlbauweise keine besonderen Schwierigkeiten, wie entsprechende Baukonstruktionen beträchtlicher Abmessungen in den zahlreichen großen Lichtspieltheatern beweisen. Der Einbau einer auswechselbaren Radrennbahn (210 m für Flieger- und Mannschaftsrennen, 215 m für Steherrennen) beeinflusst ebenfalls das Bauwerk in seinen Aufzügen, denn die schiefe Ebene der Radrennbahn steigt in den Kurven auf 4 bis 5 m an, in den Längsseiten auf 1,25 m. Infolgedessen können dann in den Kurven auch weniger Sitzreihen angeordnet werden als an den Längsseiten.

Die Höhenentwicklung der Halle ist auch von der Anordnung der Verglasungen für die Tageslichtzuführung abhängig, die ihrerseits wieder die Raumwirkung und die Größe der Heizungsanlage sowie die Heizungskosten maßgebend beeinflusst. Ausstellungs- und Kongreßhallen werden am Tage am häufigsten in Anspruch genommen. Auch finden gerade die besonders festlichen Veranstaltungen, wofür die günstige Wirkung der Halle in erster Linie wichtig ist, meist am Tage statt. Demgemäß ist die Frage der Tageslichtzuführung im Hallenbau jetzt von noch größerer Bedeutung als ehemals. Zweifellos wird man immer hellere Hallen mit großer Gleichmäßigkeit der Lichtverteilung anstreben, und es steht ferner außer Zweifel, daß die Größe der Glasflächen, unbeschadet des Einflusses ihrer Anordnung, künftig bei derartigen Hallenbauten eher zunehmen als abnehmen wird. Für die hier interessierenden Hallen sollte die Gesamtfläche der Verglasungen mindestens 40% der Grundrißfläche der Halle betragen. Diese Zahl hat jedoch keine absolute Bedeutung, denn es ist naturgemäß auch die Lage der Oberlichter und Fensterbänder zum Raum von wesentlichem Einfluß auf den Wirkungsgrad der Tageslichtzuführung. Dieser Wirkungsgrad kann in erster Annäherung mit Hilfe des sogenannten Tageslichtquotienten (T. Q.) nachgeprüft werden. Es handelt sich dabei um eine unbenannte Zahl, die das Verhältnis der Beleuchtungsstärke eines horizontalen Flächenelements im Halleninnern zu derjenigen eines horizontalen Flächenelements im Freien bei bedecktem Himmel wiedergibt. Der T. Q. läßt sich für die einzelnen Flächenelemente im Halleninnern auf Grund der Größe und Lage der Glasflächen unter Annahme einer Himmels-halbkugel mit gleichförmig verteilter Leuchtdichte berechnen, indem man die Fläche der Horizontalprojektion des für das jeweils interessierende Flächenelement wirksamen Himmelsflächenstückes ins Verhältnis setzt zu der entsprechenden Projektionsfläche der ganzen Himmels-halbkugel. Im Bild 7 sind für eine 25 m breite und 49 m lange Industriehalle bei unterschiedlicher Anordnung der Verglasungen, aber konstantem Verhältnis der

Glasflächen zur Grundrißfläche (0,53) die Kurven des T. Q. für horizontale Flächenelemente bestimmt<sup>2)</sup>. Danach können also je nach Anordnung der Glasflächen recht unterschiedliche Belichtungswirkungen erzielt werden. Allerdings ist der Anteil der Reflexbeleuchtung dabei nicht erfaßt. Dadurch kann sich in manchen Fällen eine nicht unbeträchtliche Korrektur des Berechnungsergebnisses erforderlich machen, denn Farbe und Form der angestrahlten Innenflächen sowie schattenwerfende Tragkonstruktionen sind für die tatsächlichen Lichtverhältnisse in einer Halle ebenfalls sehr wichtig.

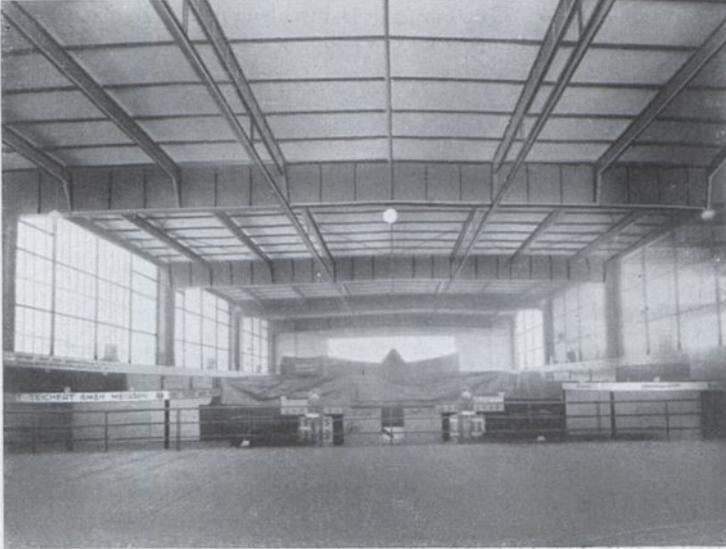


Bild 9. Messehalle XX, Leipzig.

Da man die Belichtungsstärke heute auch mit Hilfe besonderer Meßgeräte feststellen kann, wäre es für Entwurfsarbeiten ein wesentlicher Vorteil, eine systematische Zusammenstellung solcher Messungen für grundsätzliche Typen bestehender Hallenbauten zu besitzen, wobei u. a. auch der Einfluß der Farbe des Anstrichs auf die Belichtung der Halle berücksichtigt werden könnte.

Die Glasflächen können nun entweder allein in der Dachfläche oder nur in den Umfassungswänden angeordnet werden. Vertreter des ersten Typs sind die bekannten verhältnismäßig flachen Messehallen VII und XX in Leipzig (Bild 8 u. 9) und des zweiten Typs die verhältnismäßig hohe Deutschlandhalle in Berlin (Bild 10). Kombinationen beider Tageslichtzuführungsarten sind bei Großhallen seltener und würden hier wahrscheinlich auch den Eindruck der Geschlossenheit der Raumwirkung etwas stören, obwohl nicht zu verkennen ist, daß sich dadurch im allgemeinen leichter eine möglichst große Gleichmäßigkeit der Lichtverteilung erreichen läßt. Nur wenn sich die Lichtbänder wie bei der Deutschlandhalle in verhältnismäßig großer Höhe und oberhalb des Ranges anordnen lassen, wird man bei Großhallen mit Rängen auf Oberlichter in der Dachfläche verzichten können, wozu die Anordnung von Zwischendecken in der Regel ebenfalls zwingt. Die hierzu erforderlichen Höhen stehen mit den übrigen Abmessungen der

Hallenanlage durchaus noch in Einklang, so daß die äußere architektonische Gestaltung der Halle nicht darunter zu leiden braucht.

Die Anordnungen der Oberlichter in den Dachflächen sind für die Raumwirkung der Halle in stärkerem Maße bestimmend als diejenigen in den Umfassungswänden. Die bekannten, in verschiedener Lage zur Hallen-

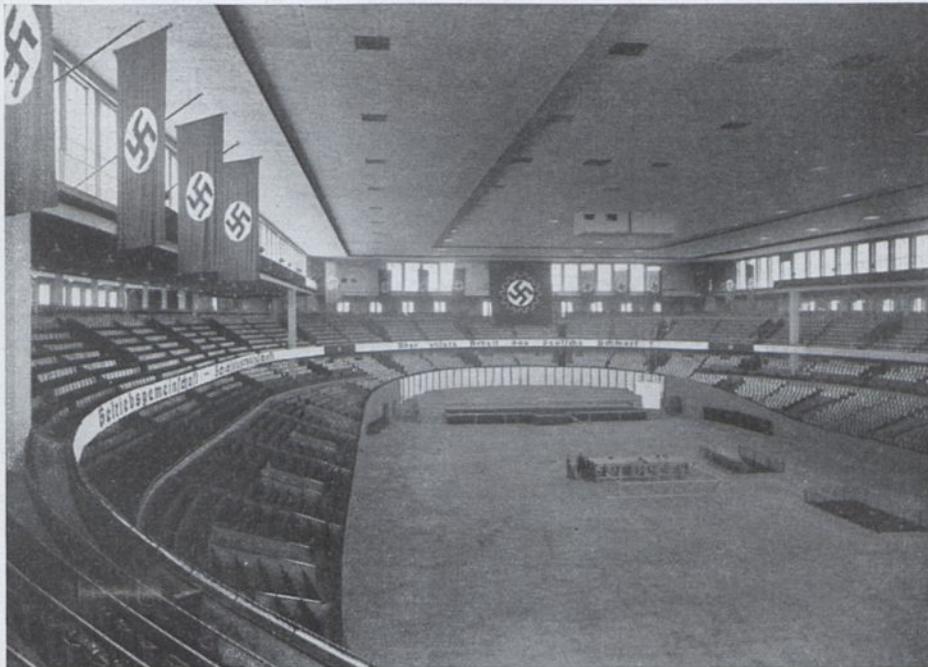


Bild 10. Deutschlandhalle, Berlin.

längsachse zu verwendenden Raupenoberlichter wirken häufig sehr unruhig und erinnern auch an nüchterne Industriehallen. Deshalb war die Einführung der kittlosen Verglasungen und der emaillierten Sprossen besonders zu begrüßen, da dadurch die Glasflächen so flach geneigt (bis 12%) werden können, daß sie sich gleich in die Dachebene einbinden lassen. Bei derartig belichteten Hallen, die schönheitlich besonders befriedigen (Bild 11), brauchen die Glasflächen zusammen nicht größer als 30% der Grundrißfläche zu sein. Die Dachebene selbst konnte vor Einführung der teerlosen Dachpappe kaum flacher als 20° geneigt werden. Man hätte früher zu der an sich sehr zweckmäßigen, aber

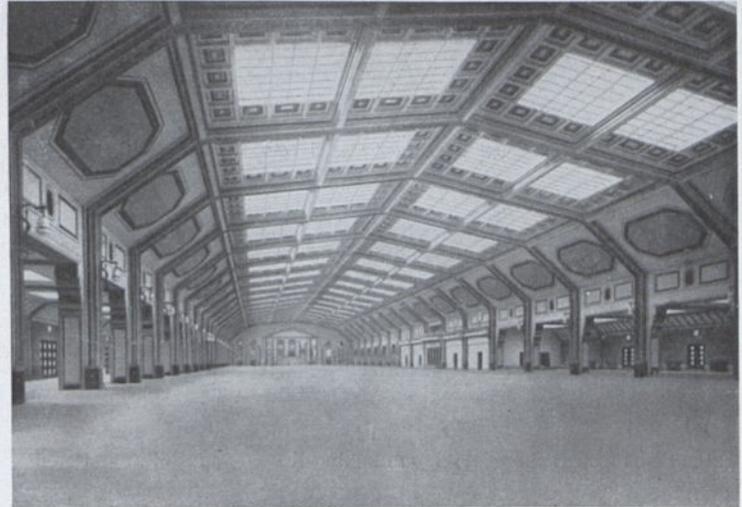


Bild 11. Ausstellungshalle I, Berlin.

sehr teuren Kupferbedachung greifen müssen, um die heute vielfach üblichen geringen Dachneigungen anwenden zu können und darin in der architektonischen Gestaltung weitgehend unabhängig zu sein. Der Mangel flachgeneigter Glasflächen besteht in der Gefahr ihrer schnellen Verschmutzung und ihrer Verdunklung bei Schneefall. Dem letztgenannten Nachteil, der ohnehin nur selten in Frage kommt, wird man durch Berücksichtigung leichtmöglicher Beseitigung des Schnees abhelfen können, wenn nicht sogar die sofortige und rasche Schneeschmelze durch elektrische Erwärmungsvorrichtungen, die in die Oberlichter eingebaut werden, erzwungen wird. Diese Betrachtungen lassen es auch verständlich erscheinen, daß vielfach die Ansicht vertreten wird, die Glasneigung müsse unter allen Umständen mindestens 20° betragen. Ist der Umriss des Hallenquerschnitts polygonal, so kann die 20°-Neigung erreicht werden, wenn die Glasflächen näher an der Traufe als am First angeordnet werden. Auch eine geringe Ausschwenkung der Glasflächen aus der Dachebene kann sich zu demselben Zweck empfehlen<sup>3)</sup>. Bei solchen flachgeneigten Glasflächen muß natürlich noch in stärkerem Maße als sonst auf leichtmög-

liche Nachprüfbarkeit und Ausbesserung von Schäden geachtet werden. Der Korrosionsschutz darf sich nicht nur auf den äußeren Teil dieser Verglasungen erstrecken, sondern es ist auch im Inneren für gute Schwitzwasserabführung Sorge zu tragen, und zwar unter Ausschaltung der Gefahr des Abtropfens, das den Wert einer Halle mit Rücksicht auf Besucher und hochwertige Ausstellungsgüter natürlich sehr beeinträchtigen kann.

Prismenverglasungen, die vor allem den Vorteil der guten Lichtverteilung durch Streuung haben, können trotz ihrem höheren Preis und Gewicht den Vorzug verdienen, weil sich infolge ihrer besseren Wärmedämmung

<sup>2)</sup> Maier-Leibnitz, Der Industriebau. Berlin 1932, Springer.

<sup>3)</sup> Ollert, Stahlbau 1938, S. 137.

an ihnen weniger Schwitzwasser bildet als an normalen Verglasungen, obwohl diese bei Großhallen auch nur als Doppelausführung in Betracht kommen. Prismenverglasungen sind ferner im Stande, einen wesentlichen Teil der Lasten zu tragen. In Gewölbe- und Kuppelform (Bild 12) können sie bis zu gewissen Spannweiten überhaupt als selbsttragend angesehen werden. Zu einer solchen Verwendung bieten z. B. die Eingangshallen und andere repräsentative Anbauten Gelegenheit, wo eine besonders gute Verteilung des Tageslichtes angebracht ist.

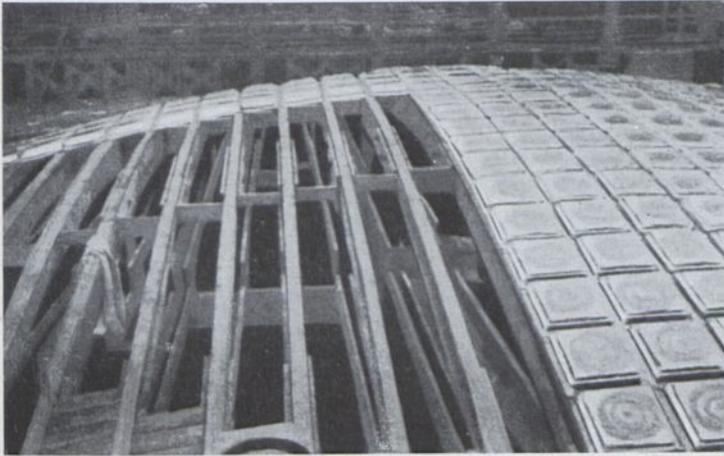


Bild 12.

Kuppel aus Glasfliesen im Gebäude der Kolonialausstellung, Paris.

Durch die Strahlenbrechung an den Prismenflächen wird das Licht auch in angrenzende Gänge, die keine unmittelbare Tageslichtzuführung haben, besser geleitet als durch einfache Verglasungen.

Um der erwähnten Verschmutzungsgefahr flachgeneigter Glasflächen besonders wirksam zu begegnen, sind in letzter Zeit vielfach senkrechte Glasflächen als Oberlichter gewählt worden. Hier haben sich insbesondere zwei Arten eingebürgert, einmal die kaskadenförmige Anordnung (Bild 13) und zum andern die Anordnung von Lichtkästen (Bild 14). Das für den erstgenannten Fall erforderliche Treppendach bedingt zwar eine wesentlich größere Höhe der Halle, kann aber ästhetisch recht vorteilhaft wirken; vor allem bei großen Hallenabmessungen sollte diese Bauweise sehr befriedigen.

Die Tageslichtzuführung nach Art der im Bild 8 gezeigten Halle VII in Leipzig, verdient in diesem Zusammenhang noch besondere Erwähnung. Es war zweifellos ein sehr glücklicher Gedanke, die Oberlichter so anzuordnen, daß im Halleninnern eine nahezu ebene Deckenunteransicht entsteht, der unschöne Eindruck eines nüchtern wirkenden Raupenoberlichtes vermieden und der Fachwerkbinder durchaus zweckmäßig und so umschlossen wird, daß er als Tragwerk nicht gänzlich verschwindet. Der Stahl ist durch das steilere und deshalb weniger verschmutzende Oberlicht gegen den Witterungseinfluß geschützt. Die zweite nach innen flachgeneigte Oberlichtverglasung schließt die Stahlkonstruktion auch gegen den Hallenraum ab, ohne deren Zugänglichkeit auszuschließen. Durch die Luftschicht im Oberlichtraum ist die Schwitzwasserbildung so gut wie ausgeschaltet. Die Oberlichtgrate sind mit verbleiten Stahlplatten abgedeckt, die das Eindringen des Schnee- und Regenwassers verhüten.



Bild 13. Messehalle VIII, Leipzig.

Eine Art Zwischenlösung stellt die Anordnung der Glasflächen in geneigten Seitenwänden nach Bild 15 dar. Verschmutzungs-, Verdunkelungs- und Abtropfgefahr sind gering und bei nicht allzu breiten Hallen dürfte auch die Lichtverteilung befriedigen. Eine solche Zeltform erfordert nur eine knappe Höhenentwicklung und ist in der Durchbildung vorbildlich einfach. Diesem Entwurf wurde beim Wettbewerb für eine Ausstellungs- und Festhalle auf der Allmend in Luzern der erste Preis zuerkannt<sup>4)</sup>. Die geringe für Schneeauflagerung in Betracht kommende Dachfläche, die durch die Schiefstellung der Seitenwände erreicht wird, ermöglicht ein leichtes, schnittiges Tragwerk. Die Halle hat mit Bühne einen Rauminhalt von 79 000 m<sup>3</sup>, die Deutschlandhalle z. B. einen solchen von 300 000 m<sup>3</sup>. Die Binder sind etwa 50 m weit gespannt und 10 m von-

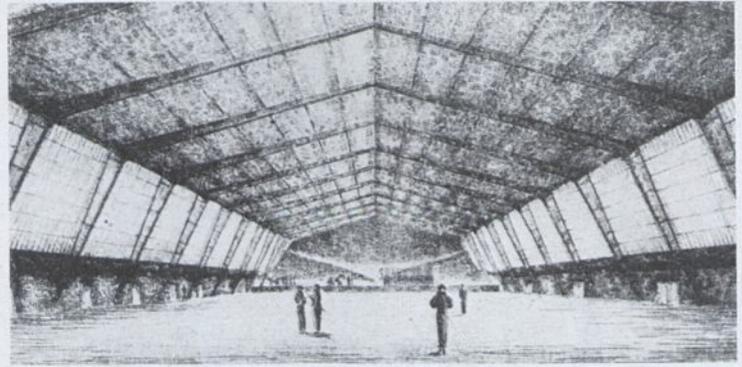


Bild 15.

Entwurf für eine Ausstellungs- und Festhalle auf der Allmend in Luzern.

einander entfernt. In jedem zweiten Querfeld ist ein Dachverband mit gekreuzten Diagonalen angeordnet.

Da mit Schwitzwasserbildung an den Glasflächen immer gerechnet werden muß, ist auf dessen einwandfreie Ableitung schon bei der Sprossenwahl zu achten. Auf die verschiedenen Sprossenarten, insbesondere auf kittlose Verglasungen hier einzugehen, ist nicht möglich, deshalb sei auf einschlägige Bücher verwiesen<sup>5)</sup>.

Auf einen Gesichtspunkt muß aber bei der Erwähnung der Schwitzwasserbildung noch hingewiesen werden. Es ist mitunter vorgekommen, daß in Ausstellungshallen Schwitzwasser abgetropft ist, weil der außerhalb der Halle angeordnete Teil des stählernen Tragwerkes nicht genügend isoliert war. Eine solche Konstruktion kann ihre ästhetischen Vorzüge haben. Es ist dann aber dafür zu sorgen, daß der im Winter in wesentlich kälterer Außenluft liegende Teil des stählernen Trägers nicht soviel Kälte weiterleitet, daß sich an dem im Innern freiliegenden Stahlteil die Luftfeuchtigkeit der geheizten Halle in größeren Mengen niederschlägt, was zu dem lästigen Abtropfen des Schwitzwassers führen kann.

Im Anschluß an die Behandlung der Tageslichtzuführung soll nicht unerwähnt bleiben, daß in der elektrischen Beleuchtung der Hallen auch wesentliche Fortschritte erzielt worden sind. Eine möglichst große Blendungsfreiheit des künstlichen Lichtes ist z. B. für die Verfolgung sportlicher Kämpfe unerlässlich. An Beleuchtungsstärke sind bei der Deutschlandhalle bereits 180 Lux erreicht worden.

<sup>4)</sup> Schweiz. Bauztg. 1934, No. 19 u. 20.

<sup>5)</sup> Der Industriebau, Bd. I, Maier-Leibnitz; Bd. II, Heideck und Leppin.

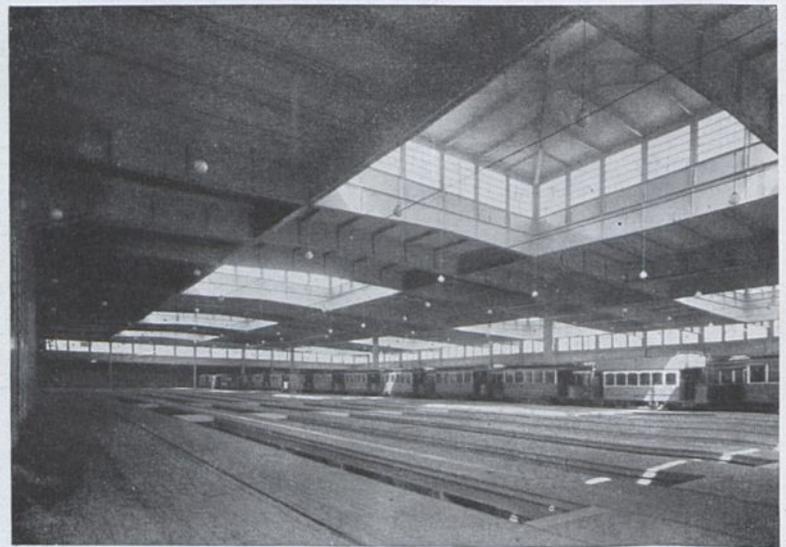


Bild 14. Straßenbahnhof Charlottenburg.

Unter den neuen Lichtquellen ist vor allen Dingen die Quecksilberdampflampe für die Belichtung von Innenräume immer mehr bevorzugt worden. Ihre alleinige Verwendung für Innenräume verbietet sich jedoch wegen ihres Mangels an roten Strahlen. Sie wird deshalb zusammen mit Glühlampenlicht verwendet. Dieses weist in starkem Maße langwellige rote Strahlen auf, die das bläuliche Licht der Quecksilberdampflampe zweckentsprechend ergänzen, so daß sich eine Lichtfarbe erzielen läßt, die dem natürlichen Tageslicht sehr nahekommt und auch die Farben fast in der gleichen Weise wie am Tage, wiedergibt. Der beste Erfolg soll mit einem Mischverhältnis von 1:1 erreicht werden, d. h. zu einem bestimmten, in Lumen gemessenen Lichtstrom der Glühlampe fügt man den gleichen Anteil Quecksilberdampf-Lichtstrom hinzu. Ein solches Mischlicht bewährt sich auch als zusätzliche künstliche Belichtung am Tage. Zur künstlichen Belichtung einer Großhalle gehören schließlich auch die Scheinwerferanlagen, die Belichtungsbühnen, Tiefstrahler usw. Festzustellen wäre hier noch, daß die befriedigende Ausleuchtung der Halle bei sehr hoch gewölbten Deckenflächen recht schwierig und teuer werden kann. Auch die schönheitliche Wirkung des Halleninnern kann durch die Anordnung der Leuchtkörper im Raum ungünstig beeinflusst werden.

Als Dachdecke haben sich immer mehr die Bimsbetonhohlplatten und die Hohlsteindecken durchgesetzt. Ihr Gewicht beträgt etwa  $60 \text{ kg/m}^2$ . Im geputzten oder geweißten Zustand geben sie dem Halleninnern einen schönen Raumabschluß. Die ornamentale Wirkung der Kassettenplatten kann als schönheitlicher Beitrag sehr erwünscht sein. Houdisplatten aus Ton und Tektondielen (Sägespäne mit Magnesit und Holzleisten als Bewehrung) sind bei nicht allzu großen Spannweiten in Betracht zu ziehen. Leichtbetonplatten, die eine hohe Wärmedämmung aufweisen, haben sich bisher nicht allenthalben durchgesetzt. Zweifellos ist aber auch auf diesem Wege im Interesse einer guten Wärmehaltung der Halle noch manche Verbesserung zu erwarten.

Wir können nach den bisherigen Feststellungen zusammenfassen, daß vor allem die Wahl des Grundrisses, der Tageslichtzuführung und der Ranganordnung über das System und die Form des Hallentragwerkes entscheidet.

Rahmenbinder rechteckiger Form dürften im Großhallenbau vorherrschen. Meist werden die verhältnismäßig breiten Pfosten nach außen oder in Nebenräume verlegt, so daß im Innern nur der Riegel sichtbar ist und der Eindruck eines Balkentragwerkes entsteht. Bei vollwandiger Ausführung sollten sie aber schöner wirken, wenn auch die Pfosten zu sehen sind und gewissermaßen aus dem Boden herauswachsen. Auch hier sei nochmals auf die Verwendung massig wirkender, selbstverständlich gegen örtliches Beulen gut ausgesteifter Holzprofile aus Stahl aufmerksam gemacht. Um bei Zweigelenkrahmen Gründungsschwierigkeiten oder unangenehmen Folgen von Fundamentnachgiebigkeiten aus dem Wege zu gehen, die sich bei Hallenbauten insbesondere in Verklemmungen weiter Tore als Folge unzulässig großer Durchbiegungen recht unangenehm bemerkbar machen können, empfiehlt sich die Anordnung von Zugbändern unterhalb des Erdbodens. Da heute die unvermeidlichen Stöße dieser Zugbänder mittels Widerstandsschweißung hergestellt werden können, braucht auch mit der gefürchteten bleibenden Längung des Zugbandes, die sich meist erst nach einiger Zeit einstellte, nicht mehr gerechnet zu werden. Aus diesem Grunde wurde auf Zugbänder meist ganz verzichtet oder deren zulässige Beanspruchung stark vermindert. Diese Vorteile der Schweißtechnik werden übrigens bei Betrachtung des Anteiles der Schweißtechnik am Fortschritt der Bauweisen (einschließlich Eisenbetonbau) leider meist wenig oder gar nicht beachtet. Das baustofflich bedingte Auftreten bleibender Durchbiegungen, die noch lange nach Erstellung der Halle zunehmen können und zu betrieblichen Störungen, z. B. an den Toren, führen können, spielt bei Stahlbauten erfreulicherweise überhaupt keine nennenswerte Rolle.

Die Binderabstände werden im Großhallenbau aus ästhetischen Gründen meist größer gewählt, als sie sich aus Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen ergeben. Auf die bekannte Abhängigkeit zwischen Binderentfernung und Stahlaufwand<sup>6)</sup>, die bekanntlich als Folge der zulässigen Beanspruchungen, Durchbiegungsbestimmung und Ausnutzbarkeit der Formstähle (Widerstandsmoment: Trägheitsmoment) ein Minimum für bestimmte Binderentfernungen und Belastungen aufweist, kann dabei kaum Rücksicht genommen werden. Wenn große Binderentfernungen die Ausnutzung der zulässigen Beanspruchung in den Pfetten der Durchbiegungsbestimmung wegen nicht gestatten, strebt man Pfettenkonstruktionen an, die als eingespannte Träger berechnet werden können, oder wählt Fachwerkpfetten, die sich allerdings nicht in alle Abmessungsverhältnisse harmonisch einfügen lassen und auch mit vollwandigen meist nicht befriedigend in Einklang zu bringen sind. Ein wirksames Mittel, das übrigens schon bei Erstellung der Messehalle 21 im Jahre 1927 angewendet wurde, ist die Verwendung kaltgebogener Bleche in C-Form,

<sup>6)</sup> Dahlhaus, Die Bestimmung der günstigsten Abmessungen von Fachwerkbogenbindern hoher eiserner Hallen. Dissertation, Berlin 1911.

womit gegenüber den gewalzten Trägern gleichen Trägheitsmomentes erheblich an Baustoff eingespart werden kann. Unter 13 m dürfte bei der Wahl der Rahmenbinderentfernung für neuzeitliche Großhallen kaum gegangen werden. Bei der Messehalle 7 hat man bereits 19,5 m erreicht, wobei zu beachten ist, daß hier St 48 zur Verwendung kam, der inzwischen durch St 52 abgelöst worden ist. Es lassen sich also mit diesem neuen hochwertigen Stahl noch leichtere Stahlkonstruktionen erzielen, wenn es gelingt, die Durchbiegungsbestimmung auszuschalten. Selbstverständlich müssen bei Tragwerken solcher Größe ebenso wie im Brückenbau Überhöhungen angeordnet werden, die etwa die Durchbiegung infolge Eigengewichts ausgleichen sollten. Die Rücksichtnahme auf die Durchbiegungsbestimmungen kann übrigens in manchen Fällen für die Bevorzugung des Dreigelenkbogens gegenüber dem Zweigelenkbogen sprechen.

Stählerne Hallen mit ebener Deckenunteransicht, aber ohne Zwischendecke sind bis zu etwa 100 m Spannweite ausgeführt, und zwar hält die Messehalle 7 nach wie vor diesen Rekord. Fachwerkrahmenbinder rechteckiger Form aus St 52 könnten natürlich, ohne grundsätzliche Schwierigkeiten erwarten zu müssen, bei nicht allzusehr beschränkter Bauhöhe ein Mehrfaches dieser Spannweite erreichen. Es wird dann aber notwendig sein, einen überwiegenden Teil des Fachwerkgieles außerhalb des Halleninnerraumes anzuordnen. Die bei der Messehalle 7 bevorzugte Bauweise ermöglicht jedenfalls noch unter Wahrung recht ansprechender Gestaltung eine wesentliche Erhöhung der Spannweiten solcher Rahmenbinder. Sollte man nach dem an früherer Stelle empfohlenen Versuch das fachwerkartige Tragwerk der Großhalle im Innern zeigen, so müßte diese eine domartige Höhe erreichen, um einen günstigen schönheitlichen Eindruck zu verbürgen. Dabei wären aber Nachteile, wie große Heizkosten, schlechte Hörsamkeit usw., unvermeidlich. Man wird aber auch aus wirtschaftlichen Gründen — die Baukosten wachsen natürlich beträchtlich mit einer solchen großen Zunahme der Hallenhöhe — bei Hallenbauten mit mehreren hundert Metern Spannweite das Tragwerk oder einen wesentlichen Teil davon immer außerhalb anordnen.

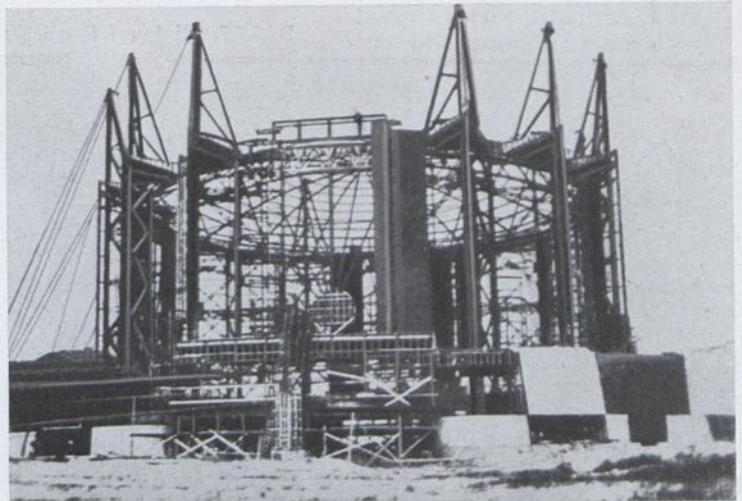


Bild 16. Halle auf der Chicagoer Weltausstellung 1931.

So kommt man bei solchen Großhallen zu Bogen- und schließlich zu Hängekonstruktionen. In beiden Fällen ist für gute Gründung und Verankerung Sorge zu tragen. Da aber bei großen Spannweiten das Eigengewicht der Kabelkonstruktion im allgemeinen nicht unwesentlich geringer sein wird als dasjenige der Bogenkonstruktion, verdient die erstgenannte den Vorzug. Zu dem gleichen Ergebnis kommt man unter Berücksichtigung ästhetischer Momente. Die Erfahrungen aus dem Hängebrückenbau könnte man sich im weiten Maße hierbei zunutze machen. Bereits auf der Weltausstellung in Chicago 1931 ist das Hängedach für eine Ausstellungshalle angewendet worden (Bild 16). Allerdings wäre bei der hier vorgelegenen Spannweite von rd. 63 m die Anwendung einer solchen Konstruktion natürlich noch nicht erforderlich gewesen. Es ist aber verständlich, wenn die Amerikaner als Meister des Hängebrückenbaues dieser Tragkonstruktion ihr besonderes Interesse entgegengebracht haben. Wenn man sich vergegenwärtigt, daß schon Hängebrücken über 1000 m Spannweite dem Verkehr übergeben worden sind, so kann man sich unter Berücksichtigung dessen, daß bei der Halle in wesentlich mehr als zwei senkrechten Tragebenen Kabelstränge angeordnet werden können, einen Begriff davon machen, welche gewaltigen, stützenfrei überspannten Hallenräume geschaffen werden können. Schon bei verschiedenen Wettbewerben ist diese Tragwerksform aufgetaucht, so bei dem Wettbewerb um die Hamburger Kongreßhalle im Jahre 1933 und kürzlich bei dem Wettbewerb um die Großhalle für die Pariser Weltausstellung 1937. Der Entwurf für diese Pariser Halle ist in Bild 17 wiedergegeben. Es handelt

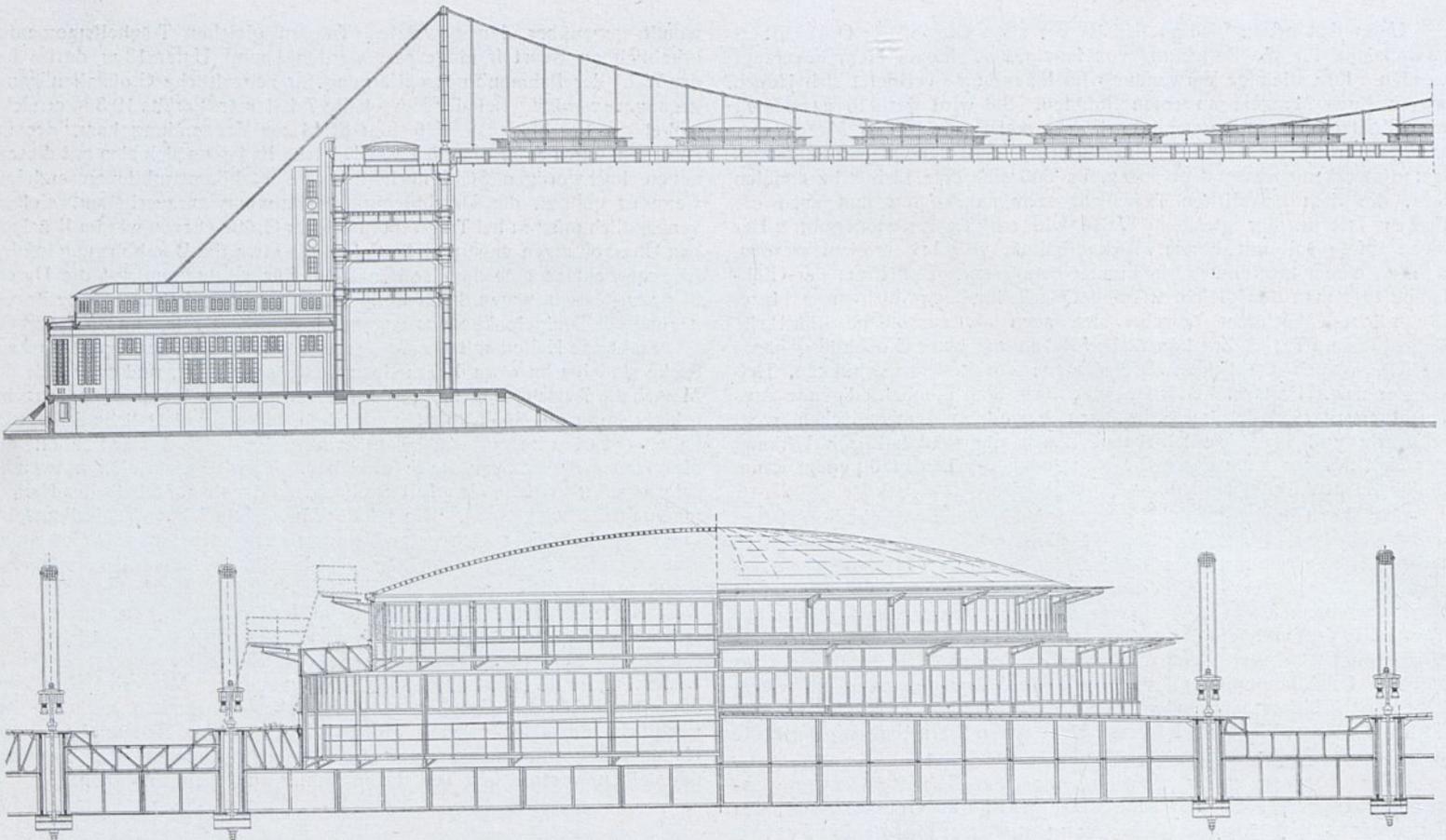


Bild 17. Entwurf Bousterin für die Pariser Ausstellungshalle.  
Stützweite 256 m.

sich hier um die im Hallenbau noch lange nicht erreichte Spannweite von 256 m, wobei die Pylonen die stattliche Höhe von 82 m erhalten würden. Es soll allerdings nicht verkannt werden, daß die Aufgabe der äußeren architektonischen Gestaltung einer solchen Großhalle mit Hängedach, nach den bisher bekanntgewordenen Entwürfen zu urteilen, offenbar noch nicht befriedigend gelöst ist. Auch die konstruktive Durchbildung der Hallendecke, die vor allem bei Längenänderung der Kabel durch Belastungs- und Temperaturwechsel nicht unbeträchtlichen Bewegungen ausgesetzt ist, bedarf gründlicher Überlegungen. Es bereitet Schwierigkeiten, die zur Aufnahme dieser Änderungen erforderlichen Deckenfugen so auszubilden, daß undichte Stellen und Gleit- oder Reibungsgeräusche der beträchtlichen Verschiebungen vermieden werden. Die Lösung dieser Aufgabe ist dennoch erstrebenswert, denn es könnten mit solchen gewaltigen Hallenräumen großartige Wirkungen hervorgerufen werden, insbesondere, wenn eine nahezu ebene Decke gewählt wird, die bei gleichen Spannweiten den Eindruck größerer Kühnheit hervorruft als eine stark gewölbte Decke. Eine solche Halle würde auch auf jeden Menschen neuartig wirken, da wir so große Spannweiten auch von unseren derzeit größten Hallen her nicht gewöhnt sind und bei diesen fast

nur die gewölbte Dachform kennen. Mit größter Spannung würde die Fachwelt die Erstellung der ersten größeren Halle dieser Baukonstruktion erwarten. An entsprechend großen Bauaufgaben sollte es auf die Dauer im neuen Deutschland nicht fehlen.

Wie schon früher betont wurde, ist natürlich nicht die größtmögliche Spannweite für eine Großhalle das unbedingt erstrebenswerte Ziel. Zwischenstützen können den architektonischen Reiz manches Hallenraumes durchaus erhöhen (Bild 18). Es kommt dann auch der Balken für Großhallen mehr in Betracht. Seine Anwendung ist natürlich dann gegeben, wenn die Umfassungswände massiv ausgeführt sind oder die stählernen Pfosten, auf denen der Binder ruht, unten eingespannt sind, wofür z. B. der kleinere Stahlverbrauch geltend gemacht werden könnte. Auch Bogenbinder mit Zugband in Traufhöhe müssen in diesem Zusammenhang erwähnt werden, die aber für ästhetisch sehr befriedigende Großhallen ausschalten sollten. Bogenartige Rahmenbinder mit Kämpfern in Erdgleiche werden sich im Hallenbau kaum in nennenswertem Umfange einbürgern. Überhaupt scheinen gewölbte Deckenflächen weder in festlichen Räumen sehr zu gefallen, noch akustisch besonders zu befriedigen. Der Eindruck der Kühnheit der Tragkonstruktion wird durch deren starke Wölbung gegenüber einer ebenen An-

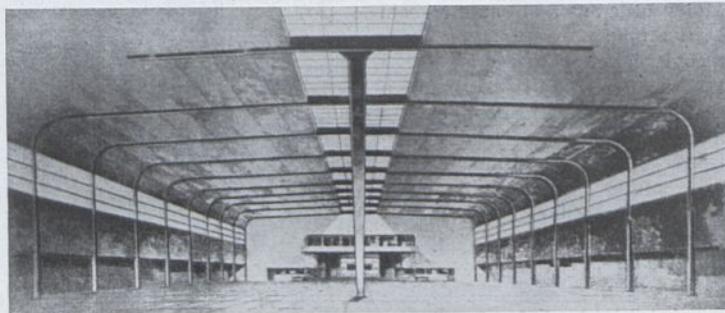


Bild 18. Entwurf für Messehalle XIX, Leipzig.

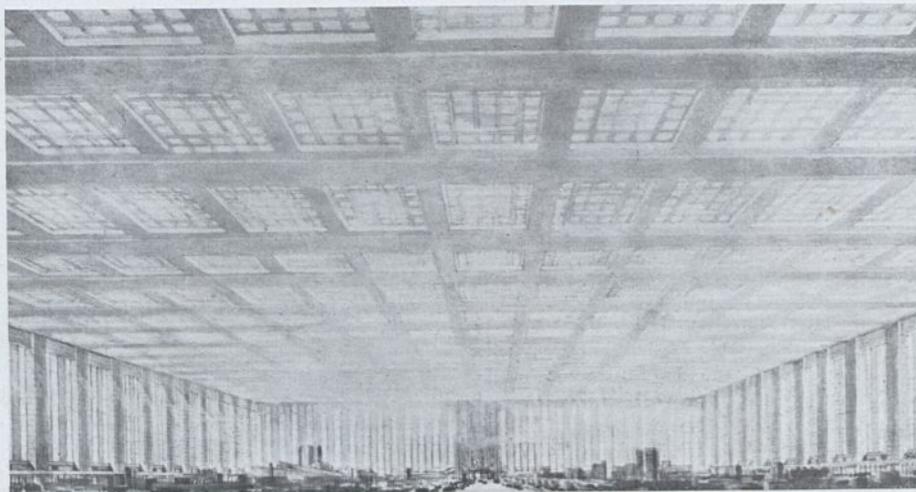


Bild 19.  
Entwurf Tournon und Chappey für die Pariser Ausstellungshalle (s. a. Bild 3).



Bild 20. Festhalle Frankfurt a. M.

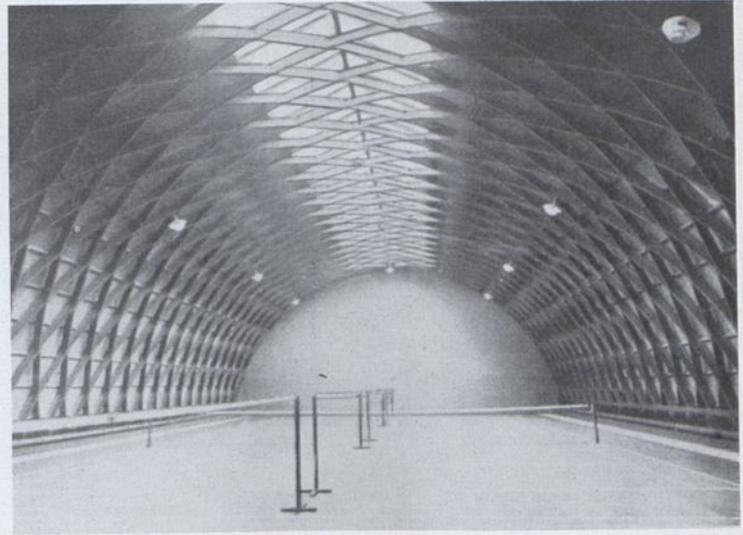


Bild 22. Tennishalle in Kopenhagen.

ordnung (Bild 19) ebenfalls vermindert. Der Mensch, der sich täglich in Räumen mit ebener Deckenunteransicht aufhält, hat wohl für eine derartige Raumform das am besten ausgeprägte Größengefühl. Ein prismatischer Innenraum verdient offenbar in all diesen Punkten den Vorzug. Gerade unter Berücksichtigung dieser Gesichtspunkte, der Frage der Heizkosten und der Überlegungen zur Grundrißlösung darf die bereits im Jahre 1907 erbaute Frankfurter Festhalle (Bild 20) wohl als ein Optimum auf dem Gebiet des Kuppelbaues bezeichnet werden, wenn davon abgesehen wird, daß diese schöne Halle den Anforderungen, die heute an eine Kampfarena gestellt werden, natürlich nicht gewachsen sein kann. Dem Bau größerer Stahlkuppeln sind aber ebenfalls für die praktisch überhaupt in Betracht kommenden Spannweiten keine statisch-konstruktiven Grenzen gesetzt. Einen interessanten Hinweis auf die Möglichkeiten einer stützenfreien Überdachung einer Kreisfläche von 150 m Durchm. vermittelt das Projekt eines sogenannten Thermenpalastes (Bild 21), das vor mehreren Jahren in Berlin in Rede stand<sup>7)</sup>. Als Tragwerk wurde eine Schwedlerkuppel gewählt, die nach der Berechnung einer Stahlbaufirma für die reine Dachkonstruktion 148 kg/m<sup>2</sup> Stahlgewicht erfordert hätte.

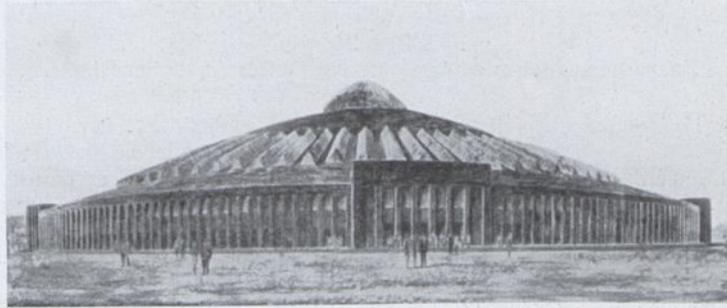


Bild 21. Entwurf zu einem Thermenpalast.

Schalenförmige Tragwerke aus Stahl sind besonders im Flugzeughallenbau mit Vorteil verwendet worden<sup>8)</sup>.

Die sogenannte „Lamellenbauweise“ ist als Tonnengewölbe mit rautenförmig angeordneten Stäben gleicher Abmessungen eines der ersten stählernen Flächentragwerke im Hallenbau gewesen (Bild 22). In dieser Rautenform liegt zweifellos ein gewisser architektonischer Reiz. Ihrer Verwendung für sehr große Hallen stehen ebenfalls die allgemeinen Gründe entgegen, die mehr für eine ebene als für eine hochgewölbte Flächfläche sprechen. Auch ihrer Sicherheitsfrage ist eine ungewöhnlich große Aufmerksamkeit bei der Berechnung und Montage zu widmen. Flächentragwerke, die über ihren ganzen Querschnitt auf Druck beansprucht werden, sind natürlich außerordentlich auf Ausknicken gefährdet, wenn sie infolge ihrer Weichheit aus Querbelastungen — im vorliegenden Fall sind es die Dachlasten — oder infolge fehlerhafter Montage oder infolge plastischer Nachgiebigkeit des Baustoffes von ihrer ideellen der Be-

rechnung zugrundeliegenden Form in nicht vernachlässigbarer Größe abweichen. Aus diesem Grunde müßten der Anwendung solcher Flächentragwerke für Hallen sehr großer Spannweiten noch wichtige Untersuchungen und wohl auch Versuche vorausgehen. Wertvolle Vorarbeiten sind, wie schon erwähnt, auf dem Gebiete des Flugzeughallenbaues geleistet worden.

Es liegt nahe, die stabilitätstheoretischen Schwierigkeiten dadurch zu vermeiden, daß man das Stahldach auf Zug beansprucht. In einfachster Form des Zeldaches sind schon in Amerika verschweißte Blechbahnen von Anbauten zu Bunkerräumen verwendet worden<sup>9)</sup>. Hierbei spielte aber die Isolierungsfrage offenbar keine wichtige Rolle.

Der ständige französische Pavillon<sup>10)</sup> auf der Messe in Zagreb mit polygonal-symmetrischer Grundriß- und kreisförmiger Dachkante ist mit einer unversteiften kreisförmigen Stahlmembrane von 2 mm Dicke abgedeckt. Diese ist mit nach unten gekehrter Spitze an einem kreisförmigen Kastenträger von rd. 30 m Durchmesser aufgehängt, der seinerseits auf zwölf Säulen ruht. Im Zentrum befindet sich eine verglaste Laterne von 3 m Durchmesser. Das Dach wird in einer rund um die Laterne laufende Rinne und durch drei radial angeordnete große Kastengerinne entwässert, die die ästhetische Wirkung dieses neuartigen Raumabschlusses leider beeinträchtigen. Der Aufbau erfolgte von außen beginnend, wobei die anfangs sehr geringe Stabilität der Konstruktion mit dem Arbeitsfortschritt rasch zunahm. Das Gewicht des geschweißten Daches einschließlich Randträger beträgt 18 kg/m<sup>2</sup>. Zu einer gewaltigen Größe ist dieses Tragsystem in einem Entwurf für die beabsichtigte Großhalle der Pariser Weltausstellung entwickelt worden (Bild 23 u. 24). Der äußere Druckring von 450 m Durchmesser ist dabei auf riesige räumlich gekrümmte Bögen gelagert und mit diesen durch Diagonalen verbunden. Die Aufteilung des Halleninnern ist unterschiedlich möglich.

Die Entwässerung der Dachhaut dürfte auch hier beträchtliche Schwierigkeiten verursachen. Als Sensationsbau für eine Weltausstellung wäre diese Halle zweifellos ihrer Aufgabe gerecht geworden. Allerdings bedürfte der Entwurf noch genauerer Einzeldurcharbeitung, die vielleicht manche zusätz-

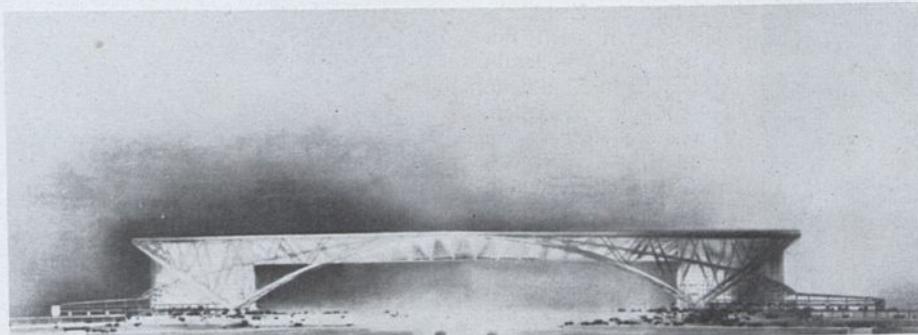


Bild 23. Entwurf Baudouin und Lods für die Pariser Ausstellungshalle.

<sup>7)</sup> Goldmerstein u. Stodieck, Thermenpalast. Berlin 1928, Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>8)</sup> Mehmel, Stahlbau 1938, S. 1.

<sup>9)</sup> Der Stahlbau 1933, S. 152.

<sup>10)</sup> Techn. de Travaux 1937, Heft 11.

liche Schwierigkeit ergeben hätte; in statischer Hinsicht wären grundsätzliche Schwierigkeiten allerdings kaum zu erwarten gewesen. Zweifellos hätte man durch den Bau dieser interessanten Halle der verflorbenen Weltausstellung einen Anziehungspunkt gegeben, der als bautechnische Leistung der Nachbarschaft des Eifelturmes würdig gewesen wäre.

Eine Abweichung von dem statisch Natürlichen bedeutet die Anordnung der hohen Fachwerkbinder in Längsrichtung des rechtwinkligen Grundrisses nach Bild 25. Es entstehen auf diese Weise sehr schöne Raumwirkungen, wie wir sie von Kirchen her kennen, wobei die optimale Höhe des Fachwerkträgers ohne architektonischen Nachteil eingehalten werden könnte, sofern nicht allzugroße Spannweiten vorliegen. Die Glasfläche wird dann zweckmäßigerweise in die Trägerebene verlegt und kann mehr als ausreichend groß gewählt werden. Auch für den Vierendeelträger (s. z. B. Duisburger Bahnsteighalle) bestünde gerade hier eine günstige Anwendungsgelegenheit. Selbstverständlich wäre hier bei der Wahl der Hallenhöhe ebenfalls auf die Heizungskosten Rücksicht zu nehmen.

Dieser Hinweis soll Veranlassung sein, auf die Frage der Anordnung von Zwischendecken zurückzukommen. Es wurde bereits ausgeführt, daß eine solche Zwischendecke betriebliche Vorteile bieten kann. Insbesondere wird der Raum zwischen Dach und Decke, in dem sich dann das Tragwerk befindet, einmal durch Verringerung des zu erwärmenden Hallenraumes und zum anderen durch die Isolationswirkung seiner ruhenden Luft die Heizungskosten gegenüber einer vergleichbaren Ausführung ohne

Zwischendecke beträchtlich vermindern. Dieser Zwischenraum wird ferner benutzt werden zur Unterbringung der Entlüftungsanlage, der Scheinwerferanlage und ähnlicher Einrichtungen. Unschöne, nur nach Zweckmäßigkeit entworfene Tragwerke werden von einer solchen Zwischendecke zum Vorteil der Raumwirkung des Halleninnern verdeckt.

Für die Zwischendecke kann auch der Vorteil der Feuerabschirmung im Brandfalle geltend gemacht werden. Um diese Aufgabe zu erfüllen, ist natürlich auch auf ausreichende Feuerwiderstandsfähigkeit der Aufhängenvorrichtungen zu achten. Allgemein wäre hierzu zu sagen, daß die Frage, welcher Grad von Feuerwiderstands-

fähigkeit der Halle zu fordern ist, davon abhängig gemacht werden muß, welche Vorkehrungen gegen Ausbruch eines Feuers jeweils getroffen werden können. Diese Maßnahmen gewinnen für stark besuchte Großhallen zum Schutze des Menschenlebens übergeordnete Bedeutung. Die Sicherung gegen Entstehung eines Brandes und einer Panikstimmung, die bekanntlich bei früheren Theaterbränden oft die meisten Menschenopfer forderte und natürlich unabhängig ist von der Bauweise der Halle, dürfte unvergleichlich mehr Beachtung verdienen als die graduelle Erhöhung der Feuerwiderstandsfähigkeit der Bauteile.

In Hallen mit verhältnismäßig kleinem Abstand der Stahlkonstruktion vom Hallen- oder Rangfußboden ist bei Benutzung dieser Räume für Ausstellungszwecke die Anordnung einer Sprinkleranlage sehr zu empfehlen. Diese Vorrichtungen haben sich bei wiederholten Prüfungen durch die Feuerwehr — z. B. in den niedrigen Ausstellungshallen auf dem Berliner Ausstellungsgelände (Bild 26) — hervorragend

bewährt, so daß die Gefahr eines Einsturzes einer ungeschützten Tragkonstruktion bei normalen Bränden wohl ausgeschaltet ist. Bei Großhallen liegen die stählernen Tragkonstruktionen so hoch über dem Fußboden, daß dann, wenn das Feuer nicht ungewöhnlich viel Nahrung findet, wogegen eben die betrieblichen Vorbeugungsmaßnahmen schützen müssen, mit Einsturzgefahr nicht zu rechnen ist<sup>11)</sup>. Dennoch sollte auch hier der Einbau von Sprinkleranlagen erwogen werden.

Bei vergleichenden Betrachtungen der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bauweisen sollte auch stets auf die vorliegenden Versuchsergebnisse<sup>12)</sup> geachtet werden, die erkennen lassen, daß die verschiedenen Konstruktionsarten innerhalb ein und derselben Bauweise in dieser Hinsicht ganz unterschiedlich zu bewerten sind. Beispielsweise gilt ganz

<sup>11)</sup> Mensch, Stahlbau 1935, S. 105.

<sup>12)</sup> Wedler, Brandversuche mit belasteten Eisenbetonbauteilen und Steineisendecken; Klöppel, Brandversuche mit verschiedenartig ummantelten Stahlstützen. Verlag des Reichsvereins Deutscher Feuerwehr-Ingenieure, Berlin 1936.

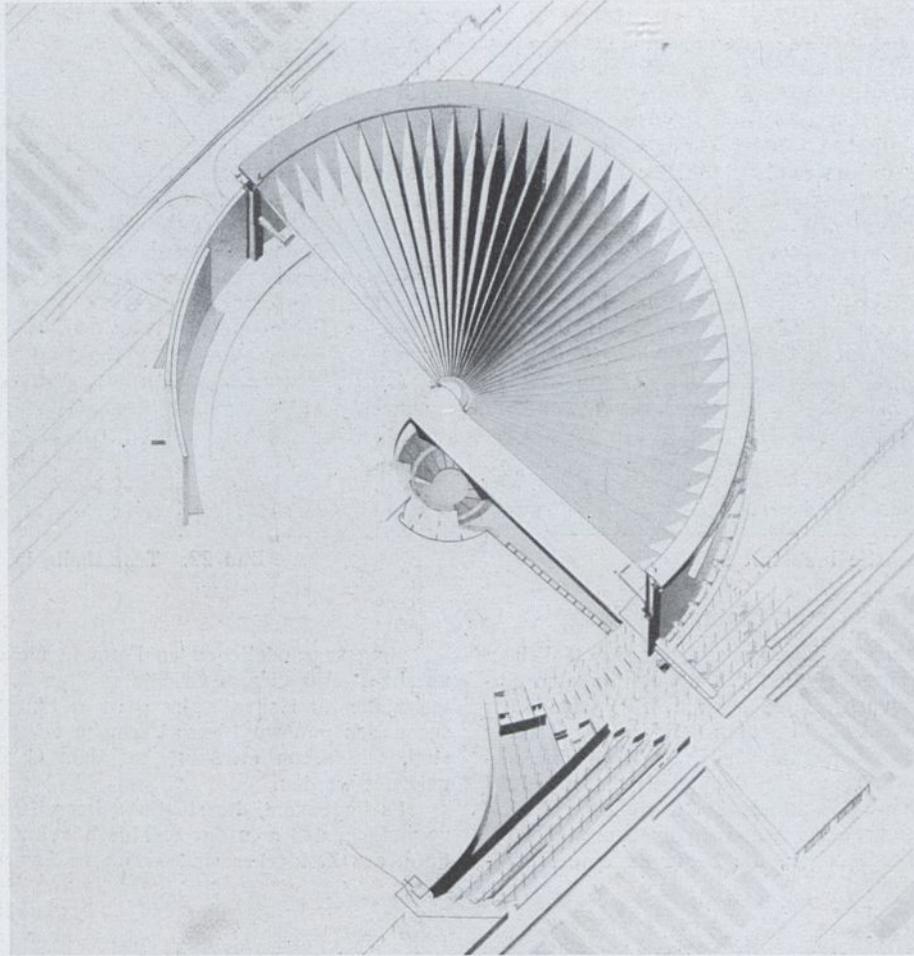


Bild 24. Entwurf Baudouin und Lods für die Pariser Ausstellungshalle.

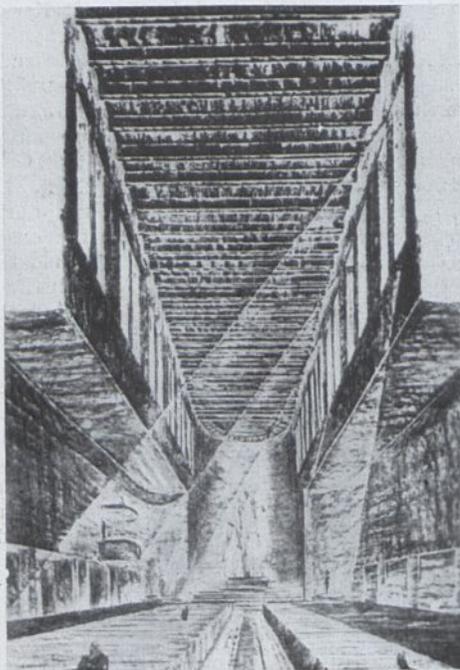


Bild 25. St. Thomaskirche, Berlin.

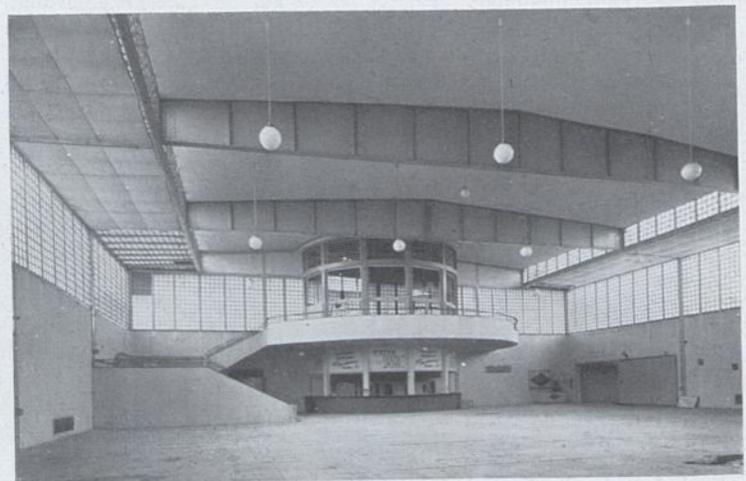


Bild 26. Ausstellungshalle VI, Berlin.

allgemein, daß aufgelöste und dünnwandige Konstruktionen die Feuerwiderstandsfähigkeit dicker von alters her gewohnter Baukonstruktionen nicht erreichen. Für den Stahlbau wäre dazu zu sagen, daß die Widerstandsfähigkeit der ungeschützten Konstruktion gegen Feuereinwirkung um so größer ist, je kleiner die Anstrichfläche je Tonne Konstruktion ist. Die ungünstigen Erfahrungen mit sehr dünnen Fachwerkkonstruktionen in Hallen sind also nicht ohne weiteres auf massive Stahlkonstruktionen zu übertragen. Die letzteren verhalten sich im Brandfall, wie die Erfahrungen lehren<sup>13)</sup>, zweifellos günstiger. Die bereits angedeutete Heranziehung des etwaigen Betonkerns von mehrteiligen oder hohlen Druckstäben zum Mittragen äußert sich nach den Versuchsergebnissen ebenfalls in einer nicht unbeträchtlichen Erhöhung der Feuerwiderstandsfähigkeit des stählernen Tragwerkes. Insbesondere für Rahmenpfosten und Stützen, die am Fußboden in unmittelbarer Nähe eines Brandherdes liegen können, empfiehlt sich eine solche Ausführung, die im übrigen natürlich auch korrosionstechnische Vorteile bietet. Der Holzbau hilft sich bekanntlich so, daß er seine Stützen meist erst auf einem höheren Eisenbetonsockel beginnen läßt, so daß das Holz aus der unmittelbaren Zone des Brandherdes herauskommt. Häufig werden dann aber diese Stützen gleich so hoch geführt, daß das Holz nur noch als waagrechtes Tragwerk Verwendung findet.

Die Erfahrung lehrt nach wie vor, daß es vermessen wäre, bei den in Rede stehenden Hallen keinerlei Rücksicht auf spätere Umbauten und Erweiterungen zu nehmen. In dieser Beziehung ist auf alle Fälle eine skelettartige Bauweise der Umfassungswände im Vorteil. Gerade bei außerordentlichen Begebenheiten, wenn z. B. eine Großhalle in den Gesamtkomplex einer großen Ausstellung einbezogen werden soll, sind Wanddurchbrüche, um neue Zugänge oder Überleitungen in anschließende Hallen zu gewinnen, keine Seltenheit. Gleiche bauliche Maßnahmen können sich auch erforderlich machen, um außergewöhnlich große Ausstellungsstücke in die Halle zu befördern. Aus diesem Grunde sind natürlich überhaupt große Toröffnungen vorzusehen, die in zweckmäßiger Weise als Ausgang zur schnellen Entleerung der Halle bei Massenveranstaltungen oder als Notausgänge benutzt werden können.

Stahlkonstruktionen sind auch in besonderem Maße geeignet, vorübergehend mit Ausstellungsgegenständen verbunden, als Aufhängungsgelegenheiten und Kojeneinbauten verwendet zu werden. Diese Dinge scheinen nur Nebensächlichkeiten zu sein, während sie aber jeder Ausstellungsfachmann hoch einzuschätzen weiß. Die Verwendbarkeit der Halle für Ausstellungszwecke wird jedenfalls auf diese Weise beträchtlich verbessert.

Die Unterteilbarkeit einer Großhalle in gleichzeitig benutzbare Einzelräume wird oft zu einer unerläßlichen Forderung erhoben werden müssen, wenn in der als Bauherr auftretenden Großstadt auch Mangel an geeigneten Versammlungsräumen besteht. Der Einbau der hierfür erforderlichen, meist sehr hohen und großen Trennwände bedingt an sich stählerne Konstruktionen, die mit dem Hallentragwerk ohne wesentliche Beeinträchtigung des architektonischen Eindruckes geschickt verbunden werden müssen.

Bei der Anordnung von Verbänden und Traufenträgern in gewölbten Dachflächen kann die Aufnahme des Dachschubes erhöhte Beachtung verdienen.

Schließlich ist in diesem Zusammenhang noch darauf hinzuweisen, daß bei stählernen Großhallen nur dann Dehnungsfugen, die immer unliebsame Unterteilungen des Bauegefüges sind, vorgesehen werden müssen, wenn die freie Beweglichkeit der Halle durch angrenzende Gebäude beeinträchtigt ist, oder wenn große massive Baukörper und großflächige Eisenbetondecken mit der Stahlkonstruktion in Verbindung stehen. Im letztgenannten Fall sind natürlich die Ausdehnungsfugen in den Eisenbetondecken anzuordnen. Genietete und geschraubte Stahlkonstruktionen verfügen an sich über beträchtliche Nachgiebigkeiten, über deren wahrscheinliche Größe man sich beim Entwurf von Großhallen aber stets einen Begriff machen sollte.

Auch über die Größe der Quersteifigkeit einer Halle sollte man sich Klarheit verschaffen, hierbei wird man fachwerkartige Verbände gegenüber Rahmenkonstruktionen schätzen lernen. Der Anteil von Zwischenwänden — auch wenn es sich nur um leichte, aber fest eingebaute Trennwände oder andere zur Aufnahme von Horizontalkräften geeignete Massivbauten handelt —, braucht jedoch bei solchen Untersuchungen nicht ohne weiteres vernachlässigt zu werden<sup>14)</sup>.

Häufig wird in ganz abwegiger Weise die Notwendigkeit der Unterhaltung stählerner Tragwerke für deren Verdeckung oder für deren Ummantelung ins Feld geführt. Tatsächlich sind die Stahlkonstruktionen mit geringen Mitteln zu unterhalten, insbesondere wenn sie wie die Hallentragwerke nicht der Witterung ausgesetzt sind. Beispielsweise wurde die vor wenigen Jahren abgerissene Zeppelinhalle in Löwenthal während ihres mehr als 20jährigen Bestehens nicht ein einziges Mal gestrichen. Beim Abbruch

zeigte sich, daß der Stahl sich noch in einem völlig einwandfreien Zustand befand. Wesentlich ist aber außerdem, daß man bei Hallen für Ausstellung- und Kongreßzwecke in der Regel lange vor Ablauf der Anstrichperiode die Konstruktion neu streicht, um der Halle bei wichtigen Veranstaltungen im besten Sinne des Wortes „einen neuen Anstrich“ zu geben. Dabei wird mitunter auch die Farbe des Anstriches dem unterschiedlichen Charakter der einzelnen Ausstellungen und Veranstaltungen entsprechend gewechselt. Auch unterschiedliche Farbtonungen der Konstruktionsteile können zur schönheitlichen Wirkung des Halleninnern und zu dem stets erwünschten Eindruck der Neuartigkeit einer Ausstellung beitragen. Es bietet sich schließlich bei allen solchen Neuanstrichen auch die erwünschte Gelegenheit zu einer Generalrevision des Tragwerkes, wie sie im Interesse der Sicherheit eines solchen wichtigen Bauwerkes eigentlich auf die Dauer unentbehrlich ist. Die leichtmögliche Überprüfbarkeit des Zustandes der Stahlkonstruktion ist in dieser Hinsicht ein nicht zu unterschätzender Vorteil.

Schließlich ist aber noch zu beachten, daß die gründliche Reinigung der Oberlichter bei solchen Gelegenheiten ebenfalls leicht vorgenommen werden kann. Die Ausrüstung einer Halle zwecks Vornahme einer solchen Arbeit ist sehr teuer und zeitraubend. Es hat sich daher in neuerer Zeit als zweckmäßig erwiesen, sogenannte Untersuchungsgerüste einzubauen. Ihre Wirtschaftlichkeit ist leicht nachweisbar<sup>15)</sup>. Beispielsweise hat die Ausstellungshalle II am Kaiserdamm in Berlin ein solches Untersuchungsgerüst. Die Kosten für dieses elektrisch fahrbare Doppelgerüst belaufen sich auf 12 000 RM und damit auf eine Summe, die nur etwa 1,8 % der Bausumme betrug. Es sollte nur darauf geachtet werden, daß derartige Untersuchungsgerüste in den Giebelwänden so angeordnet werden können, daß sie den Eindruck des Halleninnern wenig beeinträchtigen. Beispielsweise wäre die Anordnung eines besonderen Abstellraumes hinter einer Giebelverkleidung bei neuzeitlichen Großhallen in Erwägung zu ziehen. Derartige Untersuchungsgerüste können schon während der Bauausführung zur Herstellung der Decken, Oberlichter und des Anstriches zweckmäßig verwendet werden und auch für Belichtungszwecke, Kinoaufnahmen und vor allen Dingen für die wichtige Beförderung leichter Ausstellungsgüter dienen. Die erforderlichen Schienen sollten sich mitunter in Höhe der Rangbrüstung recht unauffällig anbringen lassen.

In diesem Zusammenhang sei kurz auf die Sicherheitsfrage im Hallenbau hingewiesen. Man sollte sich stets vergegenwärtigen, daß bei Großhallen der Anteil des Eigengewichtes an der Ausnutzung der zulässigen Beanspruchung besonders groß ist. Die rechnerische Spannung, die bei vielen anderen Bauwerksarten kaum jemals zustande kommt, wird hier fast dauernd erreicht. Unfälle waren vielfach die Folge der unvorhersehbar zufälligen Zusammenwirkung einer größeren Anzahl ungünstiger Einflüsse oder Störungen. Die Wahrscheinlichkeit für das Zustandekommen einer solchen unglücklichen Kombination ist natürlich um so größer, je weniger ungünstige Einflüsse erforderlich sind. Bauteile, die aber dauernd durch Eigengewichtslasten fast bis zur Grenze ihrer zulässigen Beanspruchung ausgenutzt sind, bedürfen für einen Gefahrenfall zweifellos weniger zusätzlicher Einflüsse und sind deshalb insbesondere für die Sicherheit des Tragwerkes auf Stabilität ungünstiger zu beurteilen. Es sollte also auch aus diesem Grunde begrüßt werden, wenn das Tragwerk jederzeit leicht und gründlich auf seinen Zustand untersucht werden kann.

Die größte und räumlich schönste Halle wird auf die Dauer beim Publikum keinen Anklang finden, wenn man sich darin nicht wohl fühlt. Von Wichtigkeit ist die Feststellung, daß wir bei neuzeitlichen sportlichen Veranstaltungen wesentlich länger in großen Scharen, dicht bei dicht, in einer solchen Halle verweilen, als wir es sonst vom Theater oder ähnlichen Veranstaltungen her gewöhnt sind. Um so mehr muß Wert auf das Wohlbefinden der Menschen gelegt werden. Außer der bereits erwähnten blendungsfreien Ausleuchtung und ausreichenden Beheizung der Halle sind mechanische Ent- und Belüftungsanlagen unerläßlich. Gegenüber Theater- und Kinoräumen liegen die Verhältnisse hier insofern ungünstiger, als in diesen Hallen bei manchen Veranstaltungen geraucht wird. Die Baupolizei hat sich der Frage ausreichender Entlüftung solcher Großräume in letzter Zeit besonders angenommen und hierfür Richtlinien für Architekten und Bauherren entworfen. Wesentlich ist das Untersuchungsergebnis, daß weniger der chemische Zustand der Luft, also die Anreicherung mit Kohlensäure oder gasförmigen Riech- und Ekelstoffen das Wohlbefinden der Menschen beeinflußt, als vielmehr die physikalische Beschaffenheit der Luft, also Wärmestand und Feuchtigkeitsgehalt. Bei steigendem Wärmestand und zunehmendem Feuchtigkeitsgrad treten nämlich Wärmestauungen auf, die nicht nur das Wohlbefinden und die Arbeitsfähigkeit beeinträchtigen, sondern auf die Dauer auch die Gesundheit. Die entworfenen Richtlinien über Mindestraumbedarf, Mindestluftzufuhr und Mindestforderungen an die Lüftungsanlagen können deshalb nur begrüßt werden. Bei den Sammellüftungsanlagen, die allein für Großhallenbauten in Betracht kommen, werden einfache und Bewetterungs-

<sup>13)</sup> Melan, Bauing. 1931, S. 498.

<sup>14)</sup> Stahlbau 1932, S. 117.

<sup>15)</sup> Klöppel, Unterhaltungskosten von Stahlbauwerken. Verlag Noske, Leipzig.

anlagen unterschieden. Bei den ersteren wird die Luft gereinigt und vorgewärmt; die Bewetterungsanlage ist in der Regel nur nötig, wenn die Anlage zugleich als Luftheizung dienen soll. Bei diesen Bewetterungsanlagen wird die Luft zusätzlich — je nach dem Bedürfnis — befeuchtet, gekühlt und getrocknet. Von den einfachen Sammelanlagen muß gefordert werden, daß sie die stündliche Luftzufuhr auch dann verbürgen, wenn der Unterschied zwischen dem Außen- und dem Innenwärmestand weniger als  $+5^\circ$  beträgt. Die Frisch- und Umluft muß gereinigt werden. Um Zugfreiheit zu erreichen, darf die Strömungsgeschwindigkeit  $0,3 \text{ m/sec}$  nicht übersteigen. Die Kanäle müssen gereinigt werden können; wenn möglich, sind sie durch Filter vor dem Verschmutzen zu bewahren. Die Öffnungen der Kanäle für Zuluft und Abluft dürfen wegen der Verschmutzungsgefahr nicht im Fußboden liegen. Die Anlagen müssen auch geräuschschwach arbeiten; die Phonzahl wird noch festgelegt. Außer diesen Eigenschaften müssen die Bewetterungsanlagen so beschaffen sein, daß der Feuchtigkeitsgrad im Winter nicht unter  $30\%$  fällt und der Raumwärmestand auf  $18^\circ$  bis  $21^\circ$  bleibt. Im Sommer darf bei  $+25^\circ$  Wärmestand der Außenluft die Innenluft nicht mehr als  $+22^\circ$  und  $70\%$  Feuchtigkeit haben. Bei  $+35^\circ$  der Außenluft darf der Wärmestand der Innenluft  $27^\circ$  nicht übersteigen und der Feuchtigkeitsgrad nicht  $60\%$ . Über diese Forderungen hinaus werden in erster Linie Ratschläge für Wahl und Vergabung, Bau und Betrieb der Lüftungsanlagen enthalten sein, außerdem Regeln für die Prüfung und Abnahme, wobei die Prüfkosten in ein festes Verhältnis zu den Anlagekosten gebracht werden sollen. Um die Bedeutung solcher Anlagen zu ermessen, vergegenwärtige man sich, daß die Lüftungsmaschine für die Kampfarena der Deutschlandhalle je Stunde  $185\,000 \text{ m}^3$  Luft befördert<sup>16)</sup>. Die Frischluft kann hier in

der Nähe des Waldes, also außerhalb des Stadttunnens an geschützter Stelle entnommen werden. Nach Filterung und Erwärmung wird sie dem Kanalnetz im Halleninnern zugeführt. Eine besondere Einrichtung gestattet es, mit Hilfe ferngesteuerter Umschalteklappen den Luftstrom derart abzulenken, daß die Lüftungsmaschine zugleich zum Anheizen der Halle verwendet werden kann. Eine Fernwärmemessanlage zeigt in einem Schaltraum der überwachenden Stelle den Wärmestand der Außenluft, der Heizluft, der Umluft und auch den genauen Wärmeverlauf innerhalb der Kampfhalle und der Vorräume an. Auf diese Weise ist der Betriebsleiter dauernd über die Wirkung seiner Maßnahmen unterrichtet. In diesem Zusammenhang sei noch erwähnt, daß als Wärmemittel für derartige Großhallen ausschließlich niedriggespannter Dampf in Frage kommt. Der stündliche Wärmebedarf der Deutschlandhalle beträgt  $3\frac{1}{4}$  Millionen Wärmeinheiten. Hierzu ist eine Kesselanlage mit  $500 \text{ m}^2$  Heizfläche erforderlich.

Von Kongreßhallen wird auch verlangt, daß sie eine besonders gute Hörsamkeit aufweisen<sup>17)</sup>. Diese raumakustischen Fragen sind durch die hochentwickelte Technik der mechanischen Tonübertragung keinesfalls gegenstandslos geworden. Wir sind heute auf Grund der wissenschaftlichen Erkenntnisse beim Bau eines Großraumes auch nicht mehr auf akustische Zufallsergebnisse angewiesen. Die Schallschubstanz wird vom

Augenblick ihres Entstehens an eine unvermeidliche charakteristische Beeinflussung erfahren. Infolgedessen ist es selbstverständlich, daß die schlechte Hörsamkeit eines Großraumes durch Aufstellung einer Verstärkeranlage, die aus Mikrophon und örtlich verteilten Lautsprechern besteht, nicht gebessert werden kann, denn der vom Mikrophon aufgenommene Schall trägt bereits sämtliche durch die ungünstigen Eigenschaften des Raumes bedingten Unvollkommenheiten in sich. Lediglich seine Stärke kann gesteigert werden. Gute Hörsamkeit ist jedoch in Sälen normaler Ausmaße keine Frage möglichst großer Lautstärke, sondern vor allem von der Deutlichkeit der Klangwiedergabe abhängig. Die raumakustische Wissenschaft ist heute imstande, Schallverteilung und Schallwahrnehmung (Lautstärke, Nachhalldauer, Klangfarbe) auf verschiedene Weise zu erfassen.

Außer den Größenverhältnissen eines Raumes spielt die Beschaffenheit der raumabschließenden Elemente und deren Stoffe eine überragende Bedeutung. Es kommt in erster Linie auf Vernichtung derjenigen Schall-

energie an, die einen zu großen Nachhall — bis zu einem gewissen Grad ist der Nachhall zur Vermeidung „dünnere“ Stimmwirkungen erwünscht — hervorrufen würde, wodurch die Wahrnehmung der unmittelbaren Wellen um so mehr stört, je weniger sie gedämpft oder zerstreut werden. In dieser Hinsicht sind unverhüllte Tragkonstruktionen zweifellos günstig; ebenso Flächen, die eine starke Streuung der ankommenden Schallwellen bewirken. Aus diesem Grunde verdienen z. B. reliefartige Wandungen vor glatten den Vorzug; große Kugel- und Zylinderflächen sind bedenklich. Die bestehenden größeren Stahlhallen haben sich in dieser Hinsicht sehr gut bewährt. Erinnerung sei an die gute Hörsamkeit der Halle II am Kaiserdamm in Berlin,

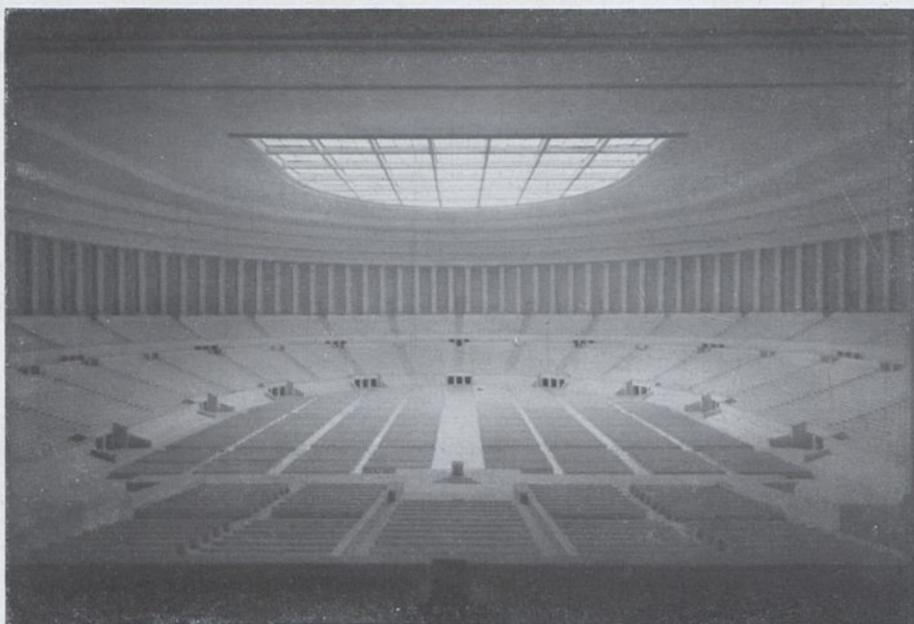


Bild 27. Kongreßhalle, Nürnberg.

wovon sich jeder überzeugen konnte, der an den früher dort ständig stattfindenden Reit- und Fahrturnieren und musikalischen Darbietungen teilgenommen hat.

Im übrigen sind unsere Ansprüche an die Hörsamkeit unserer Großräume im Vergleich zu sonstigen Ansprüchen auf anderen Gebieten des Kulturlebens noch gering.

Unter den mannigfaltigen Möglichkeiten, mit den verschiedenen Baustoffen, Tragsystemen, Bauarten diejenige Lösung zu finden, die der Gesamtaufgabe einer Großhalle in betrieblicher, organisatorischer, baulicher sowie ästhetischer Hinsicht am besten gerecht wird, ist bei der Vielzahl der bestehenden Fragen außerordentlich schwierig. Ohne Zweifel wird aber der Vertreter derjenigen Bauweise im Vorteil sein, der auch imstande ist, der Gesamtheit der für die Errichtung einer Großhalle entstehenden Probleme großes Interesse und Verständnis entgegenzubringen. Es ist deshalb vielleicht nicht abwegig, der Auffassung Ausdruck zu geben, daß die Bereitwilligkeit zur Übernahme schlüsselfertiger Herstellung von Bauwerken auf dem Gebiet des Hallenbaues von beträchtlichem Einfluß auf die Baustoffwahl sein kann.

Mit  $172 \text{ m}$  Binderspannweite wird die im Bau befindliche, architektonisch hervorragend durchgearbeitete Kongreßhalle der NSDAP in Nürnberg die größte Halle der Welt werden (Bild 27). Diese nur Kongreßzwecken dienende Großhalle erhält offenbar eine nur sehr flach gewölbte Decke.

<sup>16)</sup> F. Wiemer, D. Bauztg. 1935, Nr. 50.

<sup>17)</sup> H. Hoffmann, D. Bauztg. 1931, Nr. 26.











BIBLIOTEKA GŁÓWNA

353546 D/2